

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de Génie civil**

# Mémoire de fin d'étude

**EN VUE de l'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER**  
**EN GENIE CIVIL**  
**Option : CONSTRUCTION METALLIQUE**

## Thème

*Etude et dimensionnement d'une  
salle de sport avec fermes à treillis en  
construction métallique*

**Réalisée par:**

**M<sup>lle</sup> ISSAD MELISSA**

**Encadré par :**

**Pr. DAHMANI L**

**Le Jury :**

**President : Mr ILLOULI . S**

**Examineur : Mr BOUDJEMIA .K**

**PROMOTION 2021/2022**

# Remerciements :

*Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études dans les meilleures conditions.*

*A nos frères et sœurs qui étaient toujours là pour nous et nous ont épaulés jusqu'à maintenant.*

*Nos remerciements vont en particulier à notre promoteur **Mr .DAHMANI LAHLOU** professeur à l'université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, qui nous a dirigés, conseillé et beaucoup aidé pour le bon déroulement de ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'option construction métallique sans exception.*

*Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et de critiquer ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui nous ont aidés et nous ont offert le soutien tout au long de notre cursus.*




# *Dédicace*

*Pour que ma réussite soit complète, je dois la partager avec toutes les personnes que j'aime*

*Je dédie ce modeste travail :*

- + A mes très chers parents "ISSAD LARBI et NAÏMA " qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles, qui ont été à mes côtés et qui m'ont toujours soutenus, grâce a vous que je suis arrivée a ce stade, vous êtes ma force.*
- + A mes très chers frères HOCINE, HAMOU, LYES, TOUFIK,*
- + A mes meilleures sœurs SAMIA, SIHAM, SAKOURA*
- + A mes petites fleurs YASMINE, LEITICIA et LA PETITE MINETTE.*
- + A mon cousin MAZIGH ISSAD*
- + A toute la famille ISSAD*
- + A tou(te)s mes ami(e)s qui m'ont soutenu(e)s pendant mon cursus (hommes et femmes) ainsi que mon binôme OULD CHIKH-SALAH*
- + A la mémoire de ma très chère amie HADJ-ARAB SAFIA*
- + A toutes mes connaissances du département GENTIE CIVIL*
- + A toute l'équipe du service technique COSIDER,*



*Une dernière dédicace à tous ceux qui m'ont aidé et soutenus de près ou de loin jusqu'à maintenant.*

*Merci beaucoup*

*Melissa*

## **SOMMAIRE :**

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

### **Chapitre I : présentation de l'ouvrage :**

I. Introduction .....	3
I.1.Présentation du projet .....	3
I.2. Zone d'implantation .....	3
I.3.Données géométriques .....	3
I.4.Logiciels Utilisés .....	4
I.5.Ossature et stabilité de la structure .....	4
I.6.La toiture .....	4
I.6.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture .....	4
I.7. Les façades .....	5
I.8. Bardage .....	5
I.9. Contreventement .....	5
I.10.Les données concernant le site .....	6
I.11.conception structurelle .....	6
I.12.Matériaux utilisés .....	6
I.12.1.L'acier de construction .....	6
I.12.2.Le béton .....	6
I.13.Règlements utilisés .....	6
I.14.Les états limites .....	7
I.14.1.Etat limite ultime .....	7
I.14.2.Etat limite de service .....	7

### **Chapitre II : Calcul des surcharges climatiques :**

II. Les données de la structure .....	9
II.1.ETUDE AU VENT .....	9
II.1.1. Introduction .....	9
II.1.2.Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul .....	10
II.1.2.1.coefficient de la topographie .....	10
II.1.2.2.coefficient dynamique de référence $Q_{ref}$ .....	11
II.1.2.3.Catégorie du terrain .....	11
II.1.2.4.Hauteur de référence .....	11
II.1.3.Calcul de la pression aérodynamique du vent $W(z)$ .....	12
II.1.3.1.La pression dynamique de pointe $Q_p(Z)$ .....	12
II.1.3.2.Coefficient d'exposition ( $C_e$ ) .....	12
II.1.3.3.Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ .....	12
II.1.3.4.Calcul du coefficient dynamique $C_d$ .....	12
II.1.3.5.Intensité de turbulence $I_v(z)$ .....	13
II.1.3.6.Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	13
II.1.3.7.Détermination des coefficients de pressions intérieurs $C_{pi}$ .....	13
II.1.4.CAS du vent perpendiculaire au long-pan (VI) .....	14
II.1.4.1.Calcul des coefficients de pression extérieures .....	14

II.1.4.1.1. vent perpendiculaire a la grande face ( $\Theta=0^\circ$ ) .....	14
II.1.4.1.2. Vent perpendiculaire a la petite face ( $\Theta=90^\circ$ ) .....	17
II.1.5.Pression aérodynamique du vent .....	18
II.1.6.répartition des pressions .....	20
II.1.6.1.repartition des préssions du vent perpendiculaire au long-pan (V1).....	20
II.1.6.2.repartition des préssions du vent perpendiculaire au pignon (V2).....	22
II.1.7.Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ .....	23
II.1.7.1.Direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ).....	25
II.1.7.2.Direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) .....	26
II.1.8.Calcul de la stabilité d'ensemble : préssion intérieure de +0.2 .....	27
II.1.8.1.Verification de la stabilité transversale (direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) .....	27
II.1.8.2.Vérification de la stabilité longitudinale (direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ).....	28
II.2.ACTION DE LA NEIGE .....	29
II.2.1.Charge de neige $S_k$ sur le sol .....	29
II.2.1.1. charge de la neige sur le sol .....	29
II.2.1.2.charge de neige sur la toiture .....	29
II.2.2.Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.....	30
II.2.3.Charge répartie avec redistribution par le vent .....	30
Conclusion .....	31

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.CALCUL DES PANNES .....	33
III.1.1. Introduction.....	33
III.1.2. Principe de dimensionnement.....	33
III.1.3.Calcul la valeur equivalente du vent .....	34
III.1.4.Détermination des charges et surcharges .....	36
III.1.4.1.Les charges permanentes action vers le bas : (selon le DTR).....	36
III.1.4.2.Surcharge du vent V ( perpendiculaire au versant ) action vers le haut .....	36
III.1.4.3.Surcharge de la neige N : ( par projection horizontale ).....	36
III.1.4.4.Surcharge d'entretien E .....	36
III.1.5.Combinaisons de charge les plus défavorables .....	37
III.1.5.1. Actions vers le bas .....	37
III.1.5.2.Les actions vers le haut .....	37
III.1.6.Verification a L'ELU .....	37
III.1.6.1.Verification de la section a la resistance .....	37
III.1.6.1.1.Verification a la flexion déviée .....	37
III.1.6.2. Pré dimensionnement de la panne .....	38
III.1.6.2.1.Les actions vers le bas.....	38
III.1.6.2.2.Classe de la section .....	39
III.1.6.3.nature de la sollicitation : flexion déviée .....	40
III.1.7.Verification au cisaillement .....	40
III.1.8.Verification de l'élément au déversement .....	41

III.1.8.1. vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement .....	42
III.1.8.2. La formule de la vérification au déversement est la suivante .....	42
III.1.8.2.1. Calcul du moment résistant au déversement $M_{b,rd}$ .....	42
III.1.8.2.2. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement : $X_{LT}$ .....	43
III.1.8.2.3. Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ .....	43
III.1.8.2.4. Calcul du moments critique du déversement élastique $M_{cr}$ .....	43
III.1.8.2.5. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement $X_{LT}$ .....	43
III.1.9. Vérification à l'état limite de service : (ELS) .....	44
III.1.9.1. Condition de la vérification .....	44
III.2. CALCUL DES LIERNES .....	45
III.2.1. Introduction .....	45
III.2.2. Dimensionnement des liernes .....	46
III.2.2.1. La réaction R au niveau de la lierne .....	46
III.2.3. Calcul de la section des liernes .....	47
III.3. CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE .....	47
III.3.1. Introduction .....	47
III.3.2. Dimensionnement de l'échantignolle .....	48
III.3.2. Calcul du moment de renversement .....	48
III.3.2.1. Dimensionnement de l'échantignolle .....	49
III.3.2.1.1. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle .....	49
III.4. CALCUL DES LISSES DE BARDAGES.....	49
III.4.1 Espacement des lisses .....	50
III.4.2. Dimensionnement des lisses .....	50
III.4.2.1. Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargées (lisse intermédiaire) .....	50
III.4.2.2. Calculs des efforts pondérés agissants sur les lisses .....	50
III.4.3. vérification à l'ELU .....	52
III.4.3.1. Vérification de la section à la résistance .....	52
III.4.3.2. Vérification à la flexion bi-axiale .....	52
III.4.3.3. Vérification au cisaillement .....	53
III.4.3.4. Vérification de l'éléments au déversement .....	53
III.4.3.5. Vérification de la paroi en dépression .....	54
III.4.3.5.1. La dépression engendrée par le vent .....	54
III.4.3.5.2. Calcul de l'elancement reduit $\bar{\lambda}_{LT}$ .....	54
III.4.3.5.3. Calcul du moment critique du déversement élastique $M_{cr}$ .....	55
III.4.4. Vérification à L'ELS .....	56
III.4.4.1. Vérification à la flèche .....	56
III.4.4.2. Flèche verticale suivant (Z-Z) (sur deux appuis).....	56
III.4.4.3. Flèche latérale suivant (Y-Y) (sur trois appuis).....	56
III.5.1. CALCUL DES TENDEURS DE LISSE (FACE PIGNON).....	57
III.5.1.1. Calcul de l'effort de traction dans le tendeur le plus sollicité.....	57

III.5.1.2. Calcul de la section des tendeurs de lisse .....	57
III.5.2. la facade long pan .....	58
III.5.3. vérification a l'ELU .....	58
III.5.3.1. Vérification de la section a la résistance .....	58
III.5.3.1.1 Vérification a la flexion bi-axiale .....	59
III.5.3.2. Vérification au cisaillement.....	59
III.5.3.3. Vérification de l'éléments au déversement.....	60
III.5.3.4. Vérification de la paroi en dépression .....	60
III.5.4. Vérification a L'ELS .....	63
III.5.4.1. Vérification a la flèche .....	63
III.6. TENDEURS DE LISSE DU LONG PAN .....	64
III.6.1. Calcul de l'effort de traction dans le tendeur le Plus Sollicité .....	64
III.6.2 Calcul de la section des liernes .....	64
III.7. CALCUL DES POTELETS .....	65
III.7.1 Introduction .....	65
III.7.2. Dimensionnement des potelets .....	65
III.7.2.1. Action et sollicitations .....	65
III.7.2.2. La charge permanente G .....	66
III.7.2.3. Surcharge climatiques V : (horizontale suivant le plan de l'âme) .....	66
III.7.3. Vérification a L'ELU .....	67
III.7.3.1. Vérification de la section a la résistance .....	67
III.7.3.2. Classe de la section .....	67
III.7.3.3. Vérification de la section a la résistance .....	68
III.7.3.4. vérification de l'élément aux instabilités avec risque de déversement.....	68
III.7.3.5. Les vérifications .....	70

## Chapitre IV : Calcul des contreventements

IV.1. Introduction .....	73
IV.2. Répartition de l'effort du vent sur la poutre au vent .....	73
IV.2.1. Evaluation des efforts horizontaux .....	74
IV.2.2. Evaluation des efforts horizontaux en tete des potelets .....	74
IV.2.3. Effort de traction dans les diagonales .....	75
IV.2.4. Section de la diagonale .....	75
IV.2.5. Vérification a la résistance de la section .....	76
IV.3. calcul de la palée de stabilité en long pan .....	77
IV.3.1. Calcul de la surface .....	77
IV.3.2. En utilisant la methode des coupures .....	78
IV.3.3. Section de la diagonale .....	78
IV.3.4. Vérification a la résistance ultime de la section .....	78
Conclusion .....	79

## Chapitre V: Calcul des fermes :

V.1.Introduction .....	81
V.1.2.Hypothèse de calcul.....	81
V.2. Déterminations des charges et surcharges agissantes sur la ferme.....	82
V.2.1.charges permanentes .....	82
V.2.2.Surcharge climatique.....	82
V.2.2.3.Charge Equivalente du vent.....	83
V.3.Calcul des efforts revenant aux nœuds.....	84
V.4.Calcul des efforts dans les barres .....	84
V.4.1.Calcul des efforts par la méthode des nœuds .....	84
V.4.2.Tableau récapitulatif .....	86
V.5.Dimensionnement des barres .....	88
V.5.1.Membrure supérieure.....	88
V.5.1.1.Classe de la section .....	89
V.5.1.2.Vérification traction.....	91
V.5.1.3.Resistance plastique de la section brute .....	91
V.5.1.4.Resistance ultime de la section nette .....	91
V.5.2.Membrure inférieure.....	92
V.5.2.1.Calcul de la section brute A .....	92
V.5.2.2.La vérification de la section choisie a la résistance .....	92
V.5.2.3. Vérification a la compression .....	92
V.5.2.3.1.Classe de la section .....	93
V.6. Diagonale .....	94
V.6.1.Classe de la section .....	94
V.6.2. vérification de la rigidité .....	96
V.7.Montants .....	97
V.7.1.Calcul de la section brute A .....	97
V.7.2.La vérification de la section choisie a la résistance .....	97
V.7.2.1.Classe de la section .....	98
V.7.3. vérification de la rigidité .....	98
V.8. Calcul du poids réel de la ferme .....	99
V.8.1. Poids réel de la ferme .....	99
V.8.2.Poids totale de la ferme .....	99
Conclusion .....	100

## Chapitre VI : Etude sismique

VI.1Introduction .....	102
VI.2.Méthode de calcul .....	102
VI.2.1 Méthode statique équivalente .....	103
VI.2.2.Méthode dynamique .....	103
VI.3.Condition de l'application .....	103
VI.3.1.Classification de la zone sismique (situation géographique) .....	103
VI.3.2.Classification selon leur importance .....	103
VI.4.Principe de la méthode statique équivalente .....	103

VI.5. Vérification de la force sismique à la base .....	103
VI.5.1. Calcul de la force sismique totale .....	103
VI.5.2. Coefficient d'accélération de zone (A) .....	103
VI.5.3. Coefficient de comportement de la structure (R) .....	104
VI.5.4. Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).....	104
VI.5.5. Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi$ ) .....	104
VI.5.6. Facteur de qualité Q .....	104
VI.5.7. Facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	104
VI.5.7.1. La période caractéristique $T_2$ .....	105
VI.5.7.2. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	105
VI.6. Poids total de la structure W .....	106
VI.7. Force sismique suivant la direction X .....	106
VI.8. Force sismique suivant la direction Y .....	106
VI.9. l'effort du vent de la paroi dominante .....	107
Conclusion .....	107

## Chapitre VII. Calcul des poteaux fermes :

VII.1. Introduction .....	109
VII.1.2. efforts dans les poteaux .....	109
VII.2. Effort des charges verticales sur un portique .....	110
VII.2.1. Charges permanentes .....	110
VII.2.2. Effet de la neige (voir le chapitre II) .....	110
VII.2.3. Etude au vent .....	110
VII.3. Calcul des moments a la tête du poteau .....	111
VII.3.1. Membrure supérieure .....	111
VII.3.2. Membrure inférieure .....	111
VII.4.1. en tête des poteaux .....	112
VII.4.2. Moment en tête des poteaux .....	112
VII.4.3. Les efforts verticaux .....	112
VII.5. Vérification des poteaux aux instabilités .....	112
VII.5.3. combinaison les plus défavorables .....	113
VII.5.4. Calcul du coefficient de réduction pour le flambement $\chi$ .....	113
VII.5.4.1. Flambement par rapport a l'axe YY (dans le plan du portique) .....	113
VII.5.4.2. Flambement par rapport a l'axe faible ZZ (hors du plan du portique).....	114
VII.5.5. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{LT}$ .....	115
VII.5.6. Calcul des coefficients d'interactions $k_y$ : ( voir annexe 03) .....	116
VII.5.6.1. Interaction effort normal et le moment flechissant –flambement dans la plan YY..	116
VII.5.6.2. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors – plan ZZ.....	117

## Chapitre VIII : les assemblages

VIII.1.Introduction .....	119
VIII.1.1.Calcul des assemblages par boulons .....	119
VIII.1.2.Avantages des boulons HR .....	120
VIII.2.Assemblages de contreventement .....	121
VIII.2.1.Calcul des assemblages de la palée de stabilité.....	122
VIII.3 Assemblage «Poteau – lisse » : HEA450 – IPE140.....	122
VIII.4 Assemblage « barres de la ferme » .....	123
VIII.4.1.Pré dimensionnement du gousset.....	124
VIII.4.2. Pré dimensionnement de la gorge .....	124
VIII.4.3.les longueurs de soudure .....	124
VIII.4.4. Résistance ultime de la section de gorge .....	125
VIII.4.4.1.Le talon .....	125
VIII.4.4.2.Le bord .....	125
VIII.5 Assemblages des boulons de rives .....	128
VIII.5.1 Efforts Sollicitant .....	128
VIII.5.2 Disposition constructive .....	128
VIII.5.2.1.pince longitudinale .....	129
VIII.5.2.2.pince longitudinale .....	129
VIII.5.3.Vérification des efforts en traction .....	129
VIII.5.4.Calcul des boulons sollicités au cisaillement .....	129

### Chapitre VIII: Calcul des bases des poteaux :

IX.1.Introduction .....	131
IX.1.2.Les pieds de poteaux .....	131
IX.2. Le dimensionnement de la plaque assise d'un poteau .....	131
IX.2.1.Les données de base .....	132
IX.2.2. La résistance du béton a la compression .....	132
IX.2.3. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement .....	132
IX.2.4.Estimation de l'aire de la plaque d'assise .....	132
IX.2.5. Choix du type de la plaque d'assise .....	133
IX.2.6. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise .....	133
IX.2.6.1.Calcul de la largeur d'appui additionnel (c) .....	133
IX.3.Calcul de la section efficace $A_{eff}$ .....	134
IX.4. Calcul de la résistance a l'effort axial $N_{sd}$ .....	135
IX.5. Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant .....	135
IX.6. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise .....	135
IX.7. Les tiges d'encrages .....	136
IX.7.1.Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement .....	136
IX.8.Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement .....	137
IX.8.1. Vérification de la tige d'ancrage à la résistance .....	138
IX.8.2.Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence .....	138
IX.8.2.1. la longueur totale de la tige : $L_t$ .....	139

IX.8.2.2. calcul de la contrainte d'adhérence $F_{bd}$ .....	139
Remarque .....	140

## Chapitre X : les fondations en béton armé

X.1.Introduction .....	142
X.2.Les types des fondations .....	142
X.3.Choix des fondations .....	142
X.4.Étude des semelles .....	143
X.5.Charges à prendre en considération .....	143
X.5.1. Dimensionnement de la semelle .....	143
X.5.2.calcul du ferrailage .....	144
X.5.3.Condition de non fragilité .....	145
X.6.Calcul des longrines .....	146
X.6.1-Dimensionnement des longrines .....	146
X.6.2-Calcul du ferrailage .....	146
X.7.Vérification de condition de non-fragilité .....	147
X.7.1.Calcul d'armatures transversales .....	147
X.7.2.Calcul d'espacement des cadres .....	147

## Chapitre XI : modélisation sur robot

XI.1.Introduction .....	149
XI.2. Démarrage du logiciel robot .....	149
XI.3.l'environnement de travail .....	151
XI.4.configuration du logiciel (préférences & préférences de l'affaire).....	152
Les étapes de la modélisation.....	154
XI.5Les données géométriques de la structure .....	155
XI.5.1.Les démarches à suivre .....	155
XI.5.2.Relâchement des nœuds ainsi que les extrémités de la structure.....	158
XI.5.3.Définir les charges et les combinaisons de charge .....	158
XI.5.4.Définir les combinaisons de charges .....	163
L'interprétation des résultats (Note de calcul complète).....	163
Conclusion générale .....	221

## Liste des figures

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<b>Figure I.1:</b> Perspective de la salle de sport (dimensions en m).....	3
<b>Figure I.2:</b> Tôle nervurée 40.....	4
<b>Figure I.3.</b> Structure en treillis.....	5
<b>Figure I.4.</b> Bardage par panneaux sandwichs.....	5

### Chapitre II : calcul des surcharges climatiques

<b>Figure II.1 :</b> Perspective de la salle de sport (dimensions en m).....	9
<b>Figure II.2:</b> Organigramme de calcul de la pression du vent.....	10
<b>Figure II.3 :</b> Les directions principales du vent.....	10
<b>Figure II.4.</b> Hauteurs de référence (Ze), dépendant de h et de b.....	11
<b>FigureII.5.</b> légende pour les parois verticales.....	14
<b>Figure II.6.</b> Répartition des Cpe pour les parois verticales (sens VI).....	15
<b>Figure II.7.</b> Zones de pression pour la toiture (sens VI).....	15
<b>FigureII.8.</b> légende pour les parois verticales.....	17
<b>Figure II.9.</b> La répartition des zones de pression Sur la toiture suivant le sens V2.....	17
<b>Figure II.10.</b> direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2.....	20
<b>Figure II.10.</b> directiob du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec une dépression intérieure de -0.3.....	21
<b>Figure II.11.</b> direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2.....	21
<b>Figure II.12.</b> directiob du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec une dépression intérieure de -0.3.....	21
<b>Figure II.13.</b> direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2.....	21
<b>Figure II.14.</b> direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de -0.3.....	21
<b>Figure II.15.</b> direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2.....	23
<b>Figure II.16.</b> directiob du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une dépression intérieure de -0.3.....	23
<b>Figure II.17.</b> Charges de neige sans redistribution par le vent.....	30
<b>Figure II.18.</b> Charges de neige.....	30

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<b>Figure III.1.</b> Disposition de la panne sur la toiture.....	33
<b>Figure III.2.</b> Orientation des charges sur les pannes.....	33
<b>Figure III.4.</b> Schéma statique de la charge de neige.....	36
<b>Figure III.5.</b> Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.....	38
<b>Figure III.6:</b> Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.....	39
<b>Figure III.7.</b> Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.....	41
<b>Figure III.8.</b> Déversement d'une panne de la toiture.....	42
<b>Figure III.9.</b> Vérification de la flèche.....	44
<b>Figure III.11.:</b> Coupe transversale des liernes.....	45
<b>Figure III.12.</b> Coupe longitudinale Des liernes.....	46
<b>Figure III.13. :</b> Disposition de l'échantignole.....	48
<b>Figure III.14.</b> Coupe longitudinal de la lisse de bardage.....	49
<b>Figure III.15.</b> Coupe transversal de la lisse de bardage.....	49

<b>Figure III.16.</b> Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	51
<b>Figure III.17.</b> Coupe longitudinal de la lisse de bardage au pignon.....	51
<b>Figure III.18.</b> Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.....	53
<b>Figure III.19.</b> La paroi en dépression sur toute sa longueur.....	54
<b>Figure III.20.</b> La disposition des tendeurs de lisse sur le pignon.....	57
<b>Figure III.21.</b> Coupe longitudinal de la lisse de bardage au long pan.....	58
<b>Figure III.22.</b> Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.....	60
<b>Figure III.23.</b> La paroi en dépression sur toute sa longueur.....	61
<b>Figure III.24.</b> La disposition des liernes sur le long pan.....	64
<b>Figure III.25.</b> Schéma statique du potelet au pignon.....	65

### Chapitre IV : calcul des contreventements

<b>Figure IV.1.</b> Légende des contreventements .....	73
<b>Figure IV.2.</b> la disposition des forces sur la poutre au vent.....	73
<b>Figure IV.3.</b> Poutre au vent.....	74
<b>Figure IV.4.</b> Poutre au vent.....	74
<b>Figure IV.5.</b> Notations pour les espacements.....	76
<b>Figure IV.6.</b> Palée de stabilité en long pan.....	77
<b>Figure IV.7.</b> Section de la diagonale.....	78
<b>Figure IV.8.</b> Notations pour les espacements.....	79

### Chapitre V : calcul des fermes

<b>Figure V.1.</b> Les composants de la ferme.....	81
<b>Figure V.2.</b> : Schéma statique de la ferme.....	82
<b>Figure V.3.</b> Zones de vent agissant sur le portique.....	83
<b>Figure V.4.</b> La répartition des charges.....	83
<b>Figure V.5.</b> Valeurs des pressions, dépressions et de la charge de neige agissant sur le Portique.....	84
<b>Figure V.6.</b> Résultats obtenue par le logiciel.....	85
<b>Figure V.7.</b> Résultat des calculs des efforts dans les barres.....	86
<b>Figure V.8.</b> Notations pour l'espacement des systèmes de flexions.....	91

### Chapitre VII : Calcul des poteaux fermes

<b>Figure V.9.</b> Présentation des poteaux fermes en acier.....	109
<b>Figure V.10.</b> La répartition des charges.....	112
<b>Figure V.11.</b> disposition des efforts sur le poteau.....	116

### Chapitre VIII. Les assemblages

<b>Figure VIII.1.</b> Les boulons ordinaires.....	119
<b>Figure VIII.2.</b> Les boulons en HR.....	120
<b>Figure VIII.3.</b> : Configuration de contreventement et détails d'assemblage.....	120
<b>Figure VIII.4.</b> Assemblage poteau-poutre.....	122

<i>Figure VIII.5. Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme</i> .....	124
<i>Figure VIII.6. Longueur des soudures</i> .....	125
<i>Figure VIII.7. Les efforts de la diagonale ainsi que les longueurs appliquées</i> .....	127
<i>Figure VIII.8. Les efforts du montant ainsi que les longueurs appliquées</i> .....	128
<i>Figure VIII.9. Assemblage poteau-ferme</i> .....	128

### **Chapitre IX : Calcul des bases des poteaux**

<i>Figure IX.1. Pieds de poteaux encastré et emplacements pour les boulons d'ancrage</i> ....	131
<i>Figure IX.2. Aire comprimé sous la plaque d'assise</i> .....	134
<i>Figure IX.3. Tige d'encrage</i> .....	136
<i>Figure IX.4. Pied de poteau avec bêche de cisaillement</i> .....	137
<i>Figure IX.5. Dimensionnement de la tige d'ancrage</i> .....	138
<i>Figure IX.6. Nombre de boulons d'ancrage</i> .....	140

### **Chapitre X : Les fondations en béton armé**

<i>Figure X.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations</i> .....	143
<i>Figure X.2. Dimensionnement de la semelle isolée</i> .....	144
<i>Figure X.3. Ferrailage des semelles isolées</i> .....	145
<i>Figure VIII.4. Ferrailage de l'longrine</i> .....	147

### **Chapitre XI : Modélisation sur logiciel ROBOT**

<i>Figure XI.1. Les étapes du mode opératoire standard du logiciel</i> .....	149
<i>Figure XI.2. Modèles spécialisés qu'on trouve dans le logiciel robot</i> .....	150
<i>Figure XI.3. Les éléments principaux de l'écran</i> .....	151
<i>Figure XI.4. Définition du modèle de la structure</i> .....	152
<i>Figure XI.6. Les données géométriques de la structure</i> .....	155
<i>Figure XI.7. Le type de la structure choisi</i> .....	155
<i>Figure XI.8. Introduction du titre de la structure ainsi que les normes utilisées</i> .....	156
<i>Figure XI.9. Les données géométriques de la structure</i> .....	156
<i>Figure XI.10. Définition des poteaux</i> .....	157
<i>Figure XI.11. Définition des éléments de la ferme</i> .....	157
<i>Figure XI.12. Relâchements des nœuds</i> .....	158
<i>Figure XI.13. Les charges définies</i> .....	158
<i>Figure XI.14. Chargement de la membrure supérieure</i> .....	159
<i>Figure XI.15. Application de la charge du vent sur la membrure supérieure</i> .....	159
<i>Figure XI.16. Application de la charge de la neige sur la membrure supérieure</i> .....	160
<i>Figure XI.17. Application du poids propre sur la membrure supérieure</i> .....	160
<i>Figure XI.18. Chargement des poteaux (valeur du vent)</i> .....	161
<i>Figure XI.19. Le portique modélisé</i> .....	161
<i>Figures XI.20. Les combinaisons de charges</i> .....	162

## Liste des tableaux

### Chapitre II : calcul des surcharges climatiques

<b>Tableau II.1.</b> les resultats des actions vers le haut et vers le bas.....	16
<b>Tableau II.2.</b> valeurs des coefficients de pr�ession extérieures $C_{pe}$ pour les parois Verticales.....	17
<b>Tableau II.3.</b> résultats des actions vers le haut.....	18
<b>Tableau II .4.</b> Pression aérodynamique du vent (Direction du vent $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de +0.2.....	19
<b>Tableau II .5.</b> Pression aérodynamique du vent (Direction du vent $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de -0.3.....	19
<b>Tableau II.6.</b> pression aérodynamique du vent ( direction $\Theta=90^\circ$ ) avec pression interieure +0.2.....	20
<b>Tableau II.7.</b> pression aérodynamique du vent ( direction $\Theta=90^\circ$ ) avec pression interieure -0.3.....	25
<b>Tableau .II.9.</b> Direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2.....	25
<b>Tableau .II.10.</b> Direction du vent ( $\Theta=0$ )avec dépression intérieure de -0.3.....	25
<b>Tableau .II.11.</b> Direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2.....	26
<b>Tableau II.12.</b> Direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec dépression intérieure de -0.3.....	26

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

<b>Tableau III.1 :</b> charge d'entretien des toitures inaccessibles.....	37
<b>Tableau III.2.</b> Caractéristiques géométriques de L'IPE 200 .....	66

### Chapitre IV : Calcul des contreventements

<b>Tableau IV.1.</b> Coefficient minorateur $\beta_2$ et $\beta_3$ .....	76
--	----

### Chapitre V : Calcul des fermes

<b>Tableau V.1.</b> Pression aérodynamique du vent (Direction du vent $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de +0.2.....	82
<b>Tableau V.2.</b> La nature des efforts.....	86
<b>Tableau V.3.</b> Les combinaisons les plus défavorables.....	87

### Chapitre VI : Etude sismique :

<b>Tableau VI.1.</b> conditions de la méthode statique équivalente.....	101
<b>Tableau VI.2:</b> détermination de facteur de qualité.....	103
<b>Tableau VI.3.</b> Valeurs de $T_2$ .....	104
<b>Tableau VI .4.</b> Le poids des éléments de la structure.....	105

## Chapitre VII : Calcul des poteaux fermes

<i>Tableau VII.1.les valeurs de la pression aérodynamique du vent.....</i>	<i>109</i>
--	------------

## VIII : Les assemblages

<i>Tableau VIII.1. Caractéristique mécanique des boulons .....</i>	<i>121</i>
<i>Tableau VIII.2. Valeurs de la section « As » des boulons a la traction .....</i>	<i>121</i>
<i>Tableau VIII.3. Effort dans les éléments de la ferme.....</i>	<i>123</i>
<i>Tableau VIII.4.Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....</i>	<i>124</i>
<i>Tableau VIII.5.Dimension des cordons de soudure.....</i>	<i>125</i>

## Chapitre IX : calcul des bases des poteaux

<i>Tableau. VIII.1.Coefficients partiels de sécurité .....</i>	<i>132</i>
<i>Tableau VIII.2. Expressions des paramètres de l'équation quadratique.....</i>	<i>133</i>

## Chapitre X : les fondations en béton armé

<i>Tableau VIII.1. Valeurs de l'effort normal.....</i>	<i>144</i>
--	------------

# Liste Des Notations

## Charge :

**G** : Charges permanentes.

**N** : Surcharge climatique de Neige.

**V** : Surcharge climatique de Vent.

**E** : Surcharge d'entretien.

## Sollicitation :

**M<sub>sd</sub>** : Moment fléchissant de calcul.

**N<sub>sd</sub>** : Effort normal.

**V<sub>sd</sub>** : Effort tranchant.

**N<sub>pl,Rd</sub>** : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

**V<sub>pl,Rd</sub>** : Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

**M<sub>pl,Rd</sub>** : Moment fléchissant de résistance plastique

## Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

**d** : Diamètre des boulons.

**d<sub>0</sub>** : Diamètre des trous de fixation.

**A<sub>s</sub>** : Section des boulons.

**f<sub>ub</sub>** : Résistance à la traction des boulons.

**f<sub>yb</sub>** : Limite d'élasticité des boulons.

## Caractéristique du matériau :

**E** : Module d'élasticité longitudinale.

**f<sub>y</sub>** : Limite élastique du matériau.

**f<sub>u</sub>** : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

## Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

**A** : Aire de la section brute.

**A<sub>net</sub>** : Aire de la section nette.

**A<sub>eff</sub>** : Aire de la section efficace (section4).

**A<sub>fr</sub>** : Aire de l'élément de surface balayé par le vent.

**A<sub>s</sub>** : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

**A<sub>v</sub>** : Aire de cisaillement.

**I<sub>y</sub>** : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

**t<sub>f</sub>** : Épaisseur de la semelle.

**t<sub>w</sub>** : Épaisseur de l'âme.

**b** : Largeur de la semelle.

**h** : Hauteur de la section.

**L** : Longueur de l'élément.

**W<sub>pl,y</sub>** : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

**G<sub>p</sub>** : Poids propre.

### Autres symboles :

$\gamma_{M0}$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\Psi$  : Coefficient de combinaison.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

$\lambda$  : Élanement.

$\lambda_1$  : Élanement Eulérien.

$\chi$  : Facteur de réduction pour flambement.

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction pour déversement.

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

$\lambda_{LT}$  : Elancement réduit pour le flambement.

$\chi_{y,z}$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement

$\alpha_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement.

$\lambda_{y,z}$  : Elancement géométrique pour le mode de flambement.

$\lambda_{y,z}$  : Elancement réduit pour le mode de flambement.

$\lambda_{cr}$  : Elancement critique d'Euler.

$\beta_{M_{y,z}}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  : Coefficient de rugosité

$C_p$  : Coefficient de pression

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur

$C_e$  : Coefficient d'exposition

$C_d$  : Coefficient dynamique

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier

$G$  : Charge permanente

$K_0$  : Coefficient de flambement

$K_T$  : Facteur de terrain

$L$  : Longueur

$S$  : Surface.

## Introduction générale :

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

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique » à l'Université de **MOULOUD MAMMERI « TIZI OUZOU »**, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Du coup notre projet s'agit d'une salle de sport en charpente métallique à la commune de **FRIKAT**, Daira De **DRAA EL MIZAN** wilaya de «**TIZI OUZOU** ». Cette structure permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ce matériau d'une façon optimale. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité structurelle, mais aussi sur la conception architecturale.

Notre mission est à la fois de concevoir et dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie (**RNV2013, CCM97,RPA99 / Version 2003, BAEL91...**)

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis **ROBOT** qui permet à la fois de modéliser, analyser et de dimensionner différents types de structure, ainsi après un redimensionnement des différents éléments de la structure, un model 3D de celle-ci est élaboré à l'aide du logiciel Robot.

Notre travail est composé d'une introduction générale, d'une conclusion et de 11 autres chapitres qui sont comme répartis comme suit :

- ❖ **Chapitre 1** : présentation de notre ouvrage.
- ❖ **Chapitre 2** : étude climatique (neige et vent)
- ❖ **Chapitre 3** : étude des éléments secondaires
- ❖ **Chapitre 4** : calcul des contreventements
- ❖ **Chapitre 5** : calcul des fermes
- ❖ **Chapitre 6** : étude sismique
- ❖ **Chapitre 7** : calcul des poteaux fermes
- ❖ **Chapitre 8** : calcul des assemblages
- ❖ **Chapitre 9** : calcul des bases des poteaux
- ❖ **Chapitre 10** : les fondations en béton armé
- ❖ **Chapitre 11** : modélisation de la structure avec le logiciel Robot.



***Chapitre I :***  
*Présentation de l'ouvrage*

## I. Introduction

La construction métallique est utilisée pour la réalisation de la charpente des bâtiments industriels et commerciaux (usines, hangars), des ouvrages d'arts (passerelles, ponts), des ouvrages de génie civil (pylônes, plates-formes de forages, remontée mécaniques) et dernièrement, des bâtiments d'habitation.

La construction légère en acier peut être conçue de sorte à minimiser les effets des vibrations. Des poutres de plus grande portée mobilisent une masse efficace supérieure et réduisent la réponse aux vibrations.

La construction en acier apporte au programme de construction des avantages qui ont une influence majeure sur un achèvement rapide et sur la rentabilité financière.

### I.1. Présentation du projet :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle Concrète. Notre projet consiste à dimensionner une salle de sport en construction métallique de forme rectangulaire à double versants de toiture. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives du projet.

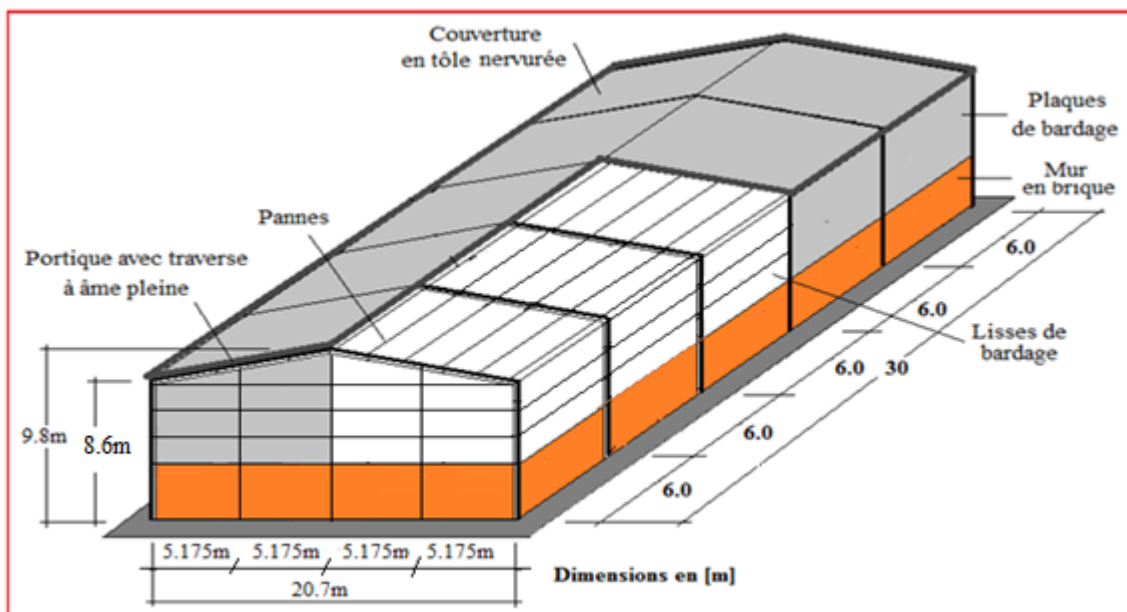


Figure I.1: Perspective de la salle de sport (dimensions en m)

### I.2. Zone d'implantation :

L'ouvrage est implanté à draa el mizan – frikat- wilaya de Tizi Ouzou, qui est classé comme une zone de moyenne sismicité (Zone I) avec une grande importance selon le règlement parasismique algérien RPA99 versions 2003.

### I.3. Données géométriques :

Notre structure est caractérisée par les dimensions suivantes :

- ✚ **Longueur totale (long pan): 30 m**
- ✚ **Largeur totale (pignon): 20.7 m**

- ✚ Hauteur totale: 9.8 m
- ✚ Hauteur des poteaux: 7.8m
- ✚ Hauteur de la toiture: 2 m
- ✚ Angle d'inclinaison de la toiture:  $\alpha = 06.62^\circ$

#### I.4.Logiciels Utilises :

On a utilise le logiciel **Auto CAD 2009** pour l'élaboration des différents plans et figures, et le logiciel **Robot structural Analysis professionnel 2010** pour la modélisation de la structure.

#### I.5.Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 6 portiques métalliques ayant le principal rôle d'assurer la Stabilité transversale de l'ossature. Par contre, la stabilité longitudinale est assurée grâce aux Palées de stabilité.

#### I.6.La toiture :

La toiture est en charpente métallique à double versant. Constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture est en panneaux sandwich, est composée de tôle nervurée type TN40 d'une matière isolante entre les deux parois, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale.

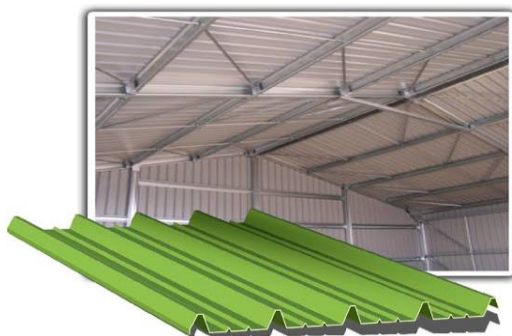


Figure I.2: Tôle nervurée 40

#### I.6.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :

- ✚ Poids propre :  $P = 12 \text{ kg/m}^2$
- ✚ Résistance a la traction :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$ .
- ✚ Limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- ✚ Flèche admissible :  $\delta_{\max} = l / 200$
- ✚ Module de résistance :  $w = 70 \text{ cm}^3$
- ✚ Moment d'inertie :  $I = 659 \text{ cm}^4$
- ✚ Poids propre de la matière isolante :  $P = 25,3 \text{ kg/m}^2$

Sachant que le type de notre structure est une structure en treillis

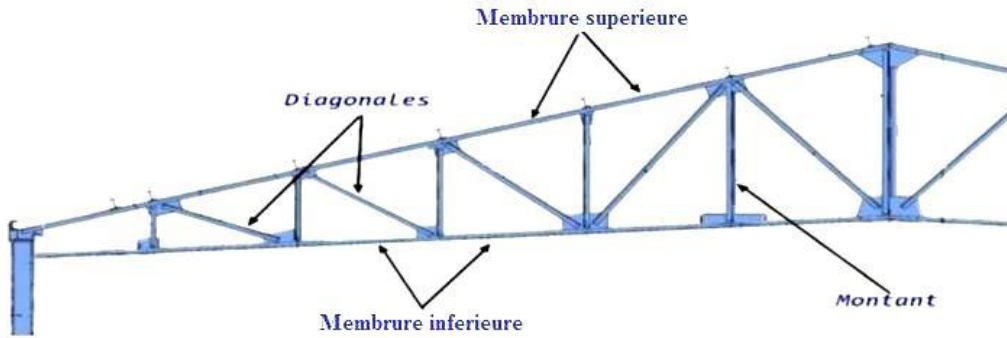


Figure I.3. Structure en treillis

### I.7. Les façades :

Les façades extérieures sont en maçonnerie en parpaing creux d'une hauteur de 1.80m, ainsi que des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages pour la suite de la hauteur.

### I.8. Bardage :

Le bardage est composé de panneaux sandwichs (TN40) [panneaux monoblocs composés de deux parements en tôle nervurée enserrant un isolant en mousse de polyuréthane (rigide)], fixés aux lisses reliées entre elles avec des tendeurs de lisse qui sont fixés sur la structure principale.

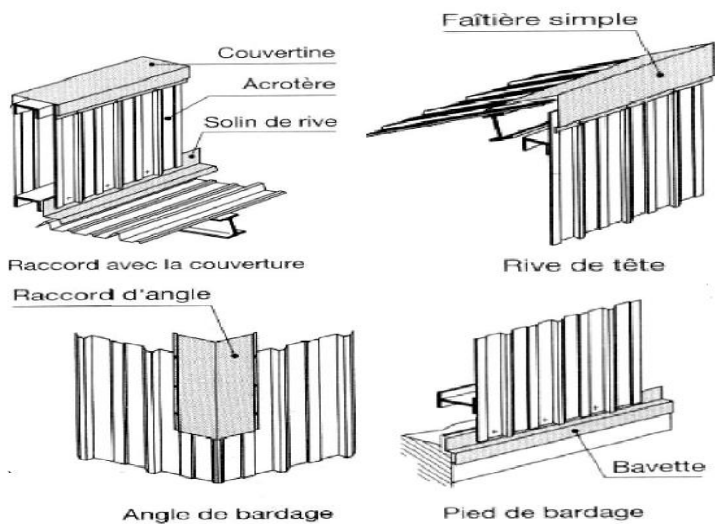


Figure I.4. Bardage par panneaux sandwichs

### I.9. Contreventement :

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, neige, séisme...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les deux extrémités du hangar ainsi qu'une poutre au vent horizontal de toiture installée sous les fermes.

**I.10. Les données concernant le site :**

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune de Frikat Daïra De Draa el Mizan, Wilaya de Tizi Ouzou :

- ✚ **Altitude:** 700 m.
- ✚ **Zone de neige:** Région A
- ✚ **Zone du vent :** Zone I
- ✚ **Zone sismique:** Zone II<sub>a</sub> (zone à sismicité moyenne), **Groupe d'usage :** I<sub>B</sub>.
- ✚ **Contrainte admissible du sol :** est de 0.2 bars (sol meuble).

**I.11. conception structurelle :**

La conception de cette structure a été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

**I.12. Matériaux utilisés :****I.12.1. L'acier de construction :**

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- ✚ **Nuance d'acier :** FE 360.
- ✚ **La limite élastique :**  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .
- ✚ **La résistance à la traction :**  $f_u = 360 \text{ MPa}$ .
- ✚ **La masse volumique:**  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$ .
- ✚ **Module d'élasticité longitudinale :**  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- ✚ **Module d'élasticité transversale :**  $G = 80000 \text{ MPa}$ .
- ✚ **Le coefficient de poisson :**  $\nu = 0,3$ .

**I.12.2. Le béton :**

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- **Le béton armé est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>.**
- **Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m<sup>3</sup>.**

Ces caractéristiques sont:

- ✚ **La résistance caractéristique à la compression :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- ✚ **La résistance caractéristique à la traction:**  $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$ .
- ✚ **Poids volumique :**  $\nu = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- ✚ **Module d'élasticité :**  $E = 14000 \text{ MPa}$

**I.13. Règlements utilisés :**

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont :

- ❖ *DTR BC.2.2: Document technique règlement charges permanentes et exploitations.*
- ❖ *RPA 99: Règles parasismiques algériennes version 2003.*
- ❖ *BAEL 91: Béton armé aux états limites.*
- ❖ *RNV 99 : pour l'étude climatique.*
- ❖ *Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique*

### **I.14.Les états limites :**

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

#### **I.14.1.Etat limite ultime :**

*Les états limites ultimes sont associés aux points critiques qui causent une perte partielle ou totale des fonctionnalités de la structure, ils comprennent :*

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

#### **I.11.2.Etat limite de service :**

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

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

## ***Chapitre II :***

# *Calcul des surcharges climatiques*

II. Les données de la structure :

Le calcul doit être effectuée séparément pour chaque des directions perpendiculaire aux différentes parois de la construction.

Notre projet présent un hangar a deux versants de toiture de forme rectangulaire et symétrique.

Hauteur : 09.80 m  
 Largeur : 20.70m  
 Profondeur : 30.00m  
 Flèche de la toiture : 02 m

Entraxe des portiques : 06.00 m  
 Position du sol : 00,00 m  
 Altitude de la construction : 09,80 m

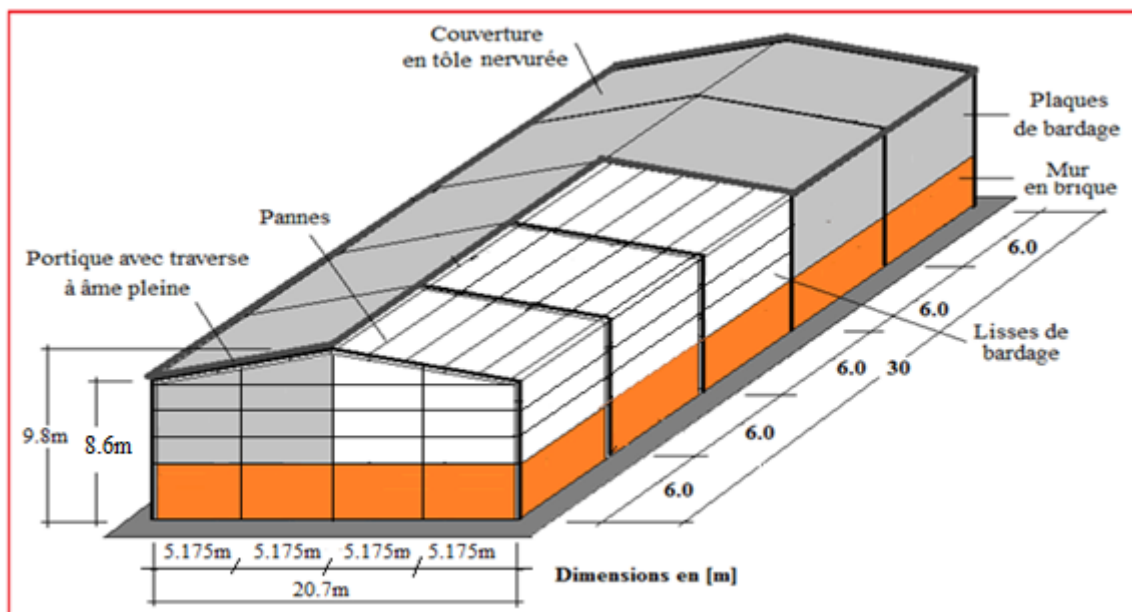


Figure II.1 : Perspective de la salle de sport (dimensions en m)

II.1. Etude au ventII.1.1. Introduction

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent :

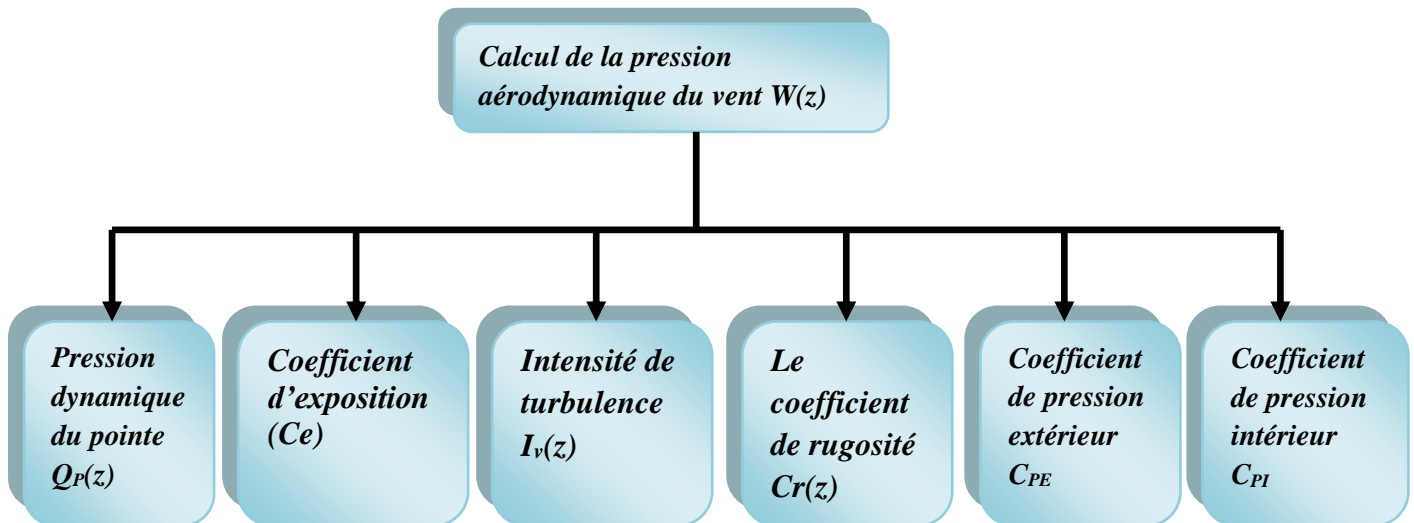


Figure II.2: Organigramme de calcul de la pression du vent.

Dans notre cas:

Il s'agit, donc, de calculer la pression due au vent  $w(z)$  qui s'exerce sur un élément de surface à la hauteur  $(z)$ . Les règles RNV2013 sont applicables car notre structure a une hauteur totale  $H=9.8m < 200 m$ .

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Pour notre cas, on a une salle de sport de forme rectangulaire donc on considèrera les deux directions du vent qui sont :

- La direction du vent perpendiculaire au long-pan (sens V1)
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (sens V2)

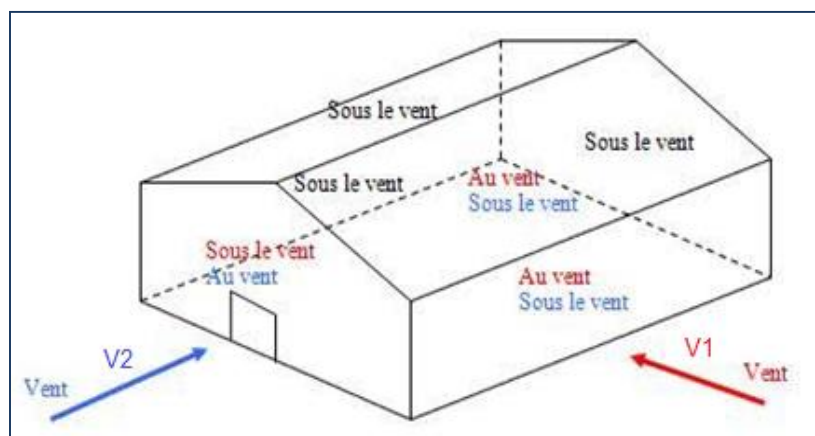


Figure II.3 : Les directions principales du vent

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

II.1.2.1.coefficient de la topographie:

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie  $C_T = 1$

(§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

II.1.2.2. coefficient dynamique de référence  $Q_{ref}$  :

**Effet de la région :**

Le projet est situé à la daïra de DRAA EL MIZAN, wilaya de Tizi Ouzou, et selon le RNV99 version 2013 la wilaya de Tizi Ouzou est classée en zone I, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$Q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2.$$

(Tableau 2.2, chapitre2 RNV99 V 2013)

II.1.2.3. Catégorie du terrain :

Notre structure est implantée dans une zone plate et selon le règlement RNV2013 est :

- Zone I
- Catégorie de terrain IV

$$K_t = 0.234, Z_0 = 1\text{m}, Z_{min} = 10\text{m}.$$

Avec : (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

$q_{ref}$  : pression dynamique de référence .

$z_0$  : longueur de rugosité .

$K_t$ : facteur du terrain .

II.1.2.4. Hauteur de référence :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure de RNVA 2013.

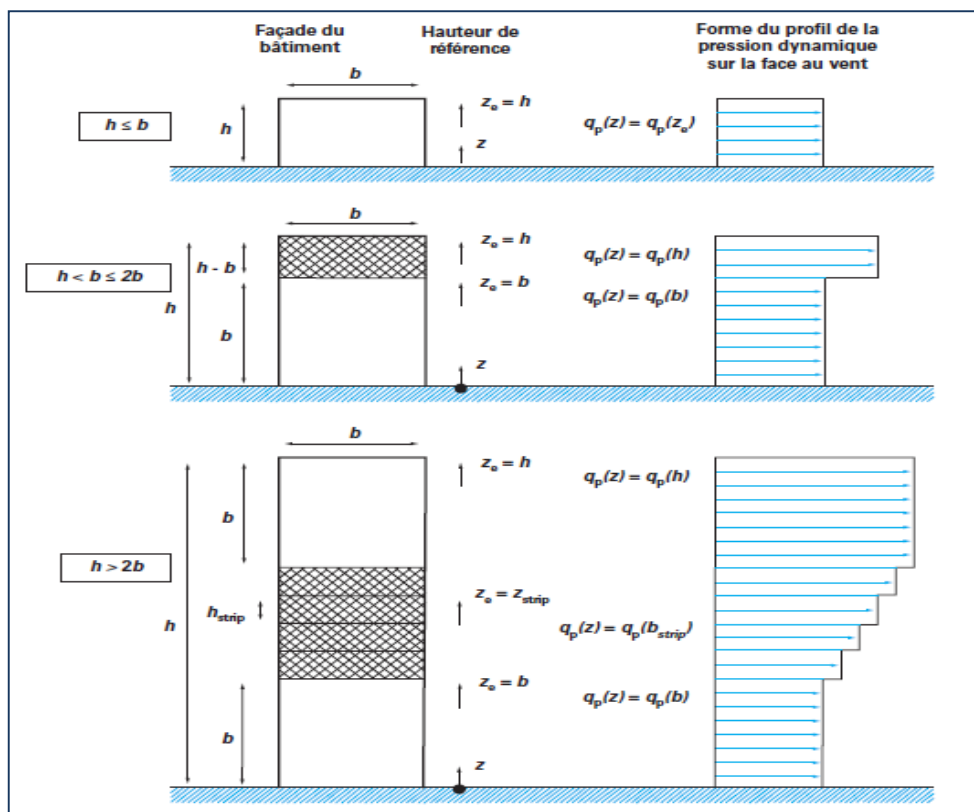


Figure II.4. Hauteurs de référence ( $Z_e$ ), dépendant de  $h$  et de  $b$

➤ La force du vent est donnée par la relation suivante :

$$F_w = \sum q_p(z) (C_{pe} - C_{pi}) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

$$F_w = \sum w(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

### II.1.3. Calcul de la pression aérodynamique du vent $W(z)$ :

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

#### II.1.3.1. La pression dynamique de pointe $Q_p(Z)$ :

la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par

$$Q_p(Z) = q_{ref} \times C_e(Z) \text{ (dan/m}^2\text{)}$$

(Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1)

Avec :

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

$Z$  : (en m) est la hauteur de référence.

#### II.1.3.2. Coefficient d'exposition ( $C_e$ ) :

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

$$C_e(z) = C_f^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad \text{(RNVA 2013 CH.2, formule 2.2)}$$

#### II.1.3.3. Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ :

Traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

$$C_r(z) = K_t \times \ln(Z / Z_{min}) \quad \text{(Selon RNVA 2013, Chap2, formule 2.3)}$$

Avec  $K_t$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : (en m) le paramètre de rugosité.

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

$h$  : (en m) la hauteur considérée

#### II.1.3.4. Calcul du coefficient dynamique $C_d$ :

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

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

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m On prend :  $C_d = 1$  (§ 3.2, chapitre3 RNV 2013).

#### II.1.3.5.Intensité de turbulence $I_v(z)$ : (RNV2013 , §2.4.6)

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

$$I_v(z) = \frac{1}{\left( C_t \times \ln \left( \frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \right)} \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

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

Avec :

$t$  : est le coefficient de topographie.

$C_r$  : est le coefficient de rugosité.

$I_v$  : est l'intensité de la turbulence.

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

#### II.1.3.6.Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$  :

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

$C_{pe} = C_{pe,1}$  si :  $S \leq 1m^2$

$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S)$  si :  $1m^2 < S < 10m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$  si :  $S \geq 10m^2$

Avec  $S$  (en m<sup>2</sup>) : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

#### II.1.3.7.Détermination des coefficients de pressions intérieurs $C_{pi}$ :

Les valeurs recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4), sont les suivantes :

Pression intérieure :  $C_{pi} = +0.2$

Dépression extérieure :  $C_{pe} = -0.3$

**II.1.4.CAS du vent perpendiculaire au long-pan (VI):**

$$C_r(z) = C_r(Z_{min}) = k_r \times \ln\left[\frac{Z_{min}}{z_0}\right]$$

$$C_r(z) = 0,234 \ln(10/1) = 0.5388$$

$$C_{e}(z) = C_f^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{7 \times K_r}{C_t(z) \times C_r(z)}\right]$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.5388^2 \times \left[\frac{7 \times 0.234}{0.5388 \times 1} + 1\right] = 1.173$$

- **la valeur de la pression dynamique de pointe :**

$$Q_p(z) = q_{ref} \times C_e = 37.5 \times 1.173 = 44 \text{ daN/m}^2$$

**II.1.4.1.Calcul des coefficients de pression extérieures:**

**II.1.4.1.1. vent perpendiculaire a la grande face (  $\theta=0^\circ$  ) :**

**a- Parois verticales :**

$b=30 \text{ m}$  ,  $d=20.7 \text{ m}$  ,  $h= 09.8 \text{ m}$  .

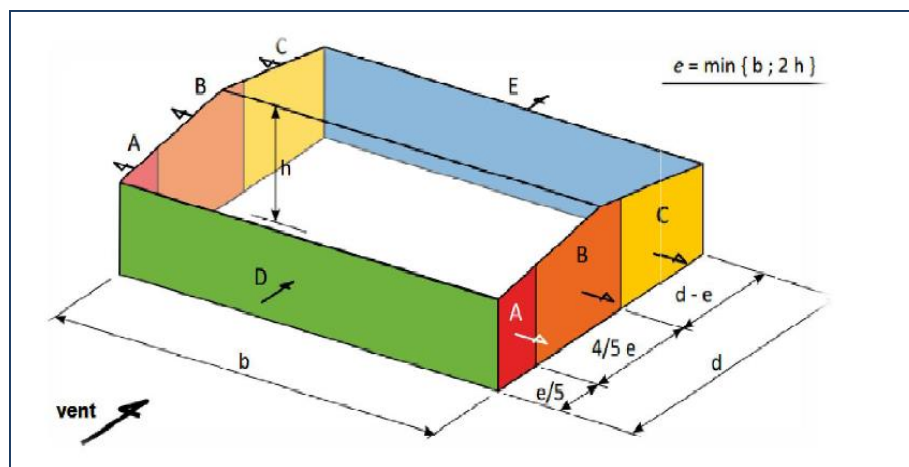
$e = \min ( b \times 2h ) = \min ( 30 , 2 \times (09.8) ) = \min ( 30 , 19.6 )$

donc : **e= 19.6 m** ce qui nous donne (  $e < d$  ) .

zone A :  $e/5 = 19.6/5 = 3.92 \text{ m}$

zone B :  $d-e /5 = 20.7 - 19.6/5 = 15.68 \text{ m}$

zone C :  $d-e = 20.7 - 19.6 = 1.12 \text{ m}$



FigureII.5. légende pour les parois verticales

les valeurs des coefficients de pressions extérieures ( $C_{pe}$ ) pour les parois verticales :

A		B		C		D		E	
$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5	-0.5	+0.8	1	-0.3	-0.3

Le schéma suivant illustre la répartition des  $C_{pe}$  pour les parois verticales :

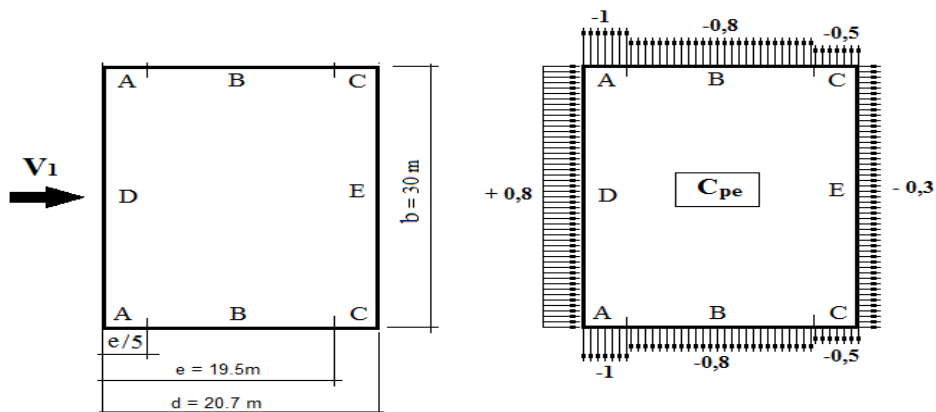


Figure II.6. Répartition des  $C_{pe}$  pour les parois verticales (sens  $V_1$ )

**b)- Versant de toiture :**

La direction du vent est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle  $\theta = 0^\circ$  (Au long-pan).

On a:  $Tg(\alpha) = 1.20/10.35 = 0.1159 \rightarrow \alpha = 6.62^\circ$   
 $\theta = 0^\circ$  ;  $b = 30m$  ;  $d = 20.7$  ;  $h = 9.8m$   
 $e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 20.7 \times 2) = 19.4m$

Dans ce cas, on a cinq zones F, G, H, J et I qui sont présentées sur le schéma suivant :

$e/10 = 19.6/10 = 1.96m$   
 $e/4 = 19.6/4 = 4.9m$

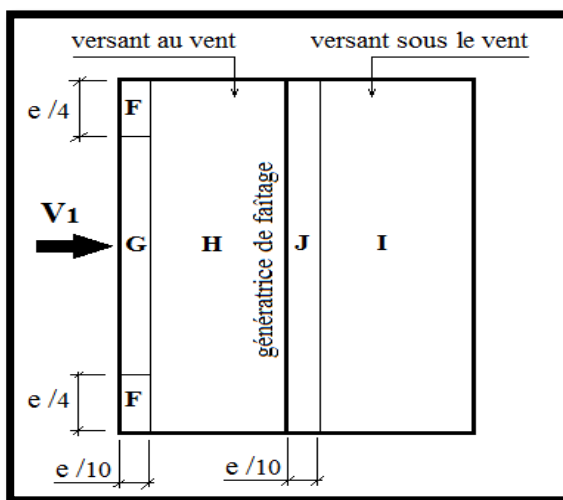


Figure II.7. Zones de pression pour la toiture (sens  $V_1$ )

**c)- les actions vers le haut :**

**Zone F** : la surface de la zone F est de  $A=1.96 \times 4.9 = 9.604m^2$ .

Elle est comprise entre  $1m^2$  et  $10m^2$ , on calcul d'abord les valeurs de Cpe pour  $A=9.604m^2$  par interpolation log entre les valeurs de Cpe pour  $A=1m^2$  et  $A=10m^2$ .

- Interpolation log :  $Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \log A$

Pour :  $\alpha=5^\circ$  :  $Cpe = -2.5 + (-1.7+2.5)\log 9.604 = -1.714$ .

$\alpha=15^\circ$  :  $Cpe = -2 + (-0.9+2) \log 9.604 = -0.919$ .

la valeur de Cpe pour  $\alpha=9.86^\circ$  s'obtient par interpolation linéaire entre la valeur de Cpe = - 1.714 pour  $\alpha=5^\circ$  et la valeur de Cpe = - 0.919 pour  $\alpha=15^\circ$ .

• Interpolation linéaire :  $F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$

Pour :  $\alpha = 06.62^\circ$

**Zone F** :  $Cpe = -1.714 + \frac{-0.919 - (-1.714)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -1.5852 \uparrow$

Les surfaces des autres zones : G,H,I et J dépassent  $10m^2$ .

On utilise les valeurs de Cpe<sub>10</sub> dans les interpolations.

**Zone G** :  $Cpe = (-1.2) + \frac{(-0.8) - (-1.2)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -1.1352 \uparrow$

**Zone H** :  $Cpe = (-0.6) + \frac{(-0.3) - (-0.6)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -0.5514 \uparrow$

**Zone I** :  $Cpe = (-0.6) + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -0.5676 \uparrow$

**Zone J** :  $Cpe = (-0.6) + \frac{-1 - (-0.6)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -0.6648 \uparrow$

**d)- Les actions vers le bas :**

**Zone F,G,H** :  $Cpe = 0 + \frac{0.2 - (0)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = 0.0324 \uparrow$

**Zone I, J** :  $Cpe = 0 \downarrow$

Ce qui nous donne :

**Tableau II.1.** les resultats des actions vers le haut et vers le bas

Zone	Actions vers le haut $\uparrow$	actions vers le bas $\downarrow$
<b>Zone F</b>	$Cpe = - 1.5852$	$Cpe = +0.0324$
<b>Zone G</b>	$Cpe = - 1.1352$	$Cpe = +0.0324$
<b>Zone H</b>	$Cpe = - 0.5514$	$Cpe = +0.0324$
<b>Zone I</b>	$Cpe = - 0.5676$	$Cpe = +0$
<b>Zone J</b>	$Cpe = - 0.6648$	$Cpe = +0$

**II.1.4.1.2 Vent perpendiculaire a la petite face ( $\theta=90^\circ$ ) :**

Pour cette direction du vent ( voir la figure ci- dessous ) :

$b=20.7m, d=30m, h=19.6m.$

$e=\min(20.7, 2(9.8)) = \min(20.7, 19.6) = 19.6m.$

$e/10=19.6/10=1.96m.$

$e/4=19.6/4=4.9m.$

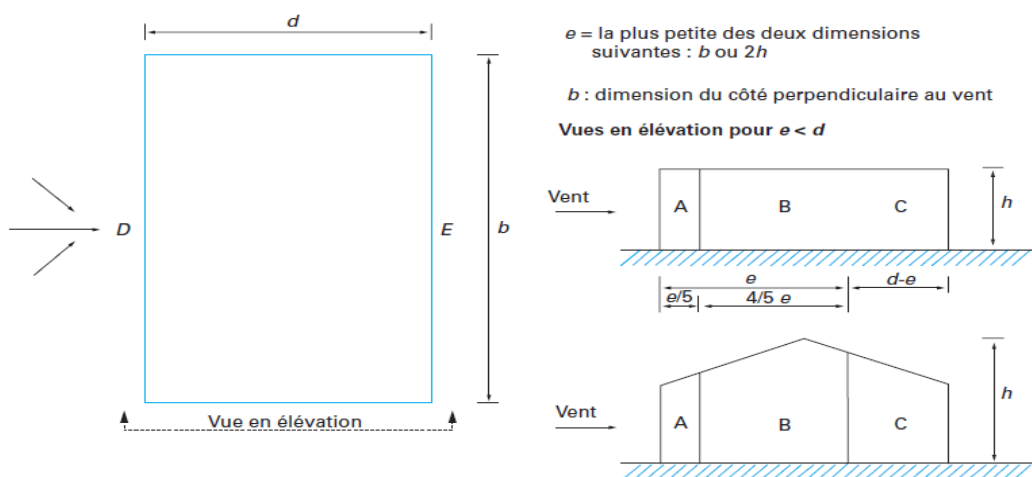


Figure II.8. légende pour les parois verticales

**a- les parois verticales :**

Tableau II.2. valeurs des coefficients de pression extérieures  $C_{pe}$  pour les parois verticales:

A		B		C		D		E	
$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5		+0.8	1	-0.3	

**b- versant de toiture :**

La direction du vent est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle  $\theta = 90^\circ$  (Au pignon).

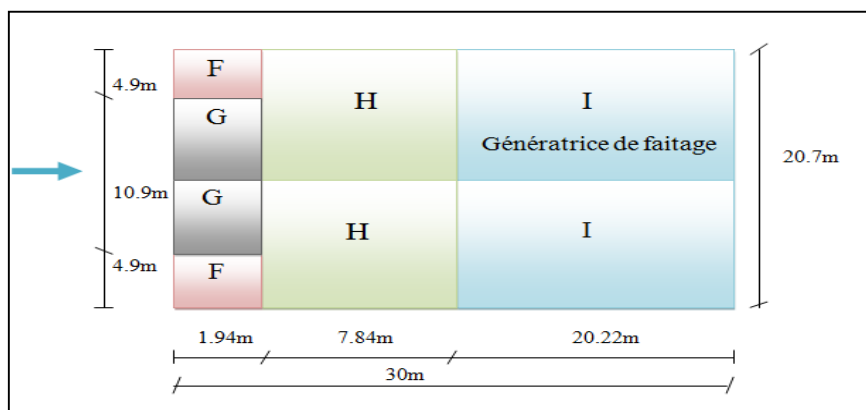


Figure II.9. La répartition des zones de pression Sur la toiture suivant le sens V2.

on procède de la même manière que précédemment :

**Zone F** : la surface de la zone F :  $A_F = 9.604m^2$ .

Elle est comprise entre  $1m^2$  et  $10m^2$ , on calcule d'abord les valeurs de  $C_{pe}$  pour  $A=9.604m^2$  par interpolation log entre les valeurs de  $C_{pe}$  pour  $A=1m^2$  et  $A=10m^2$ .

**- Interpolation log :**  $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A$

Pour :  $\alpha=5^\circ$  :  $C_{pe} = -2.2 + (-1.6 + 2.2) \log 9.604 = -1.6105$ .

$\alpha=15^\circ$  :  $C_{pe} = -2 + (-1.3 + 2) \log 9.604 = -1.31$ .

la valeur de  $C_{pe}$  pour  $\alpha=06.62^\circ$  s'obtient par interpolation linéaire entre la valeur de  $C_{pe} = -1.6105$  pour  $\alpha=5^\circ$  et la valeur de  $C_{pe} = -1.31$  pour  $\alpha=15^\circ$ .

• **Interpolation linéaire :**  $F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$

Pour :  $\alpha = 9.86^\circ$

$C_{pe} = -1.6105 + \frac{-1.31 - (-1.6105)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -1.5618 \uparrow$

Les surfaces des autres zones : G, H, I et J dépassent  $10m^2$ .

On utilise les valeurs de  $C_{pe10}$  dans les interpolations.

**Zone G** :  $C_{pe} = -1.3 \uparrow$

**Zone H** :  $C_{pe} = (-0.7) + \frac{(-0.6) - (-0.7)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -0.683 \uparrow$

**Zone I** :  $C_{pe} = (-0.6) + \frac{-0.5 - (-0.6)}{15 - 5} \times (06.62 - 5) = -0.5838 \uparrow$

Ce qui nous donne :

**Tableau II.3.** résultats des actions vers le haut

Zone	Les actions vers le haut $\uparrow$
<b>Zone F</b>	$C_{pe} = -1.5618$
<b>Zone G</b>	$C_{pe} = -1.3$
<b>Zone H</b>	$C_{pe} = -0.683$
<b>Zone I</b>	$C_{pe} = -0.5838$

**II.1.5. Pression aérodynamique du vent :**

$W(z) = Q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$  et  $Q_p(z) = 44 \text{ daN/m}^2$ .

**Tableau II.4.** Pression aérodynamique du vent (Direction du vent  $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de +0.2.

(Direction du vent $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de +0.2									
Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	$Q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	zone	$Q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )

<b>D</b>	44	+0.8	+0.2	+26.4	<b>F</b>	44	-1.5852	+0.2	-78.548
							+0.0324		-7.3744
<b>A</b>	44	-1	+0.2	-52.8	<b>G</b>	44	-1.1352	+0.2	-58.7488
							+0.0324		-7.3744
<b>B</b>	44	-0.8	+0.2	-44	<b>H</b>	44	-0.5514	+0.2	-33.0616
							+0.0324		-7.3744
<b>C</b>	44	-0.5	+0.2	-30.8	<b>I</b>	44	-0.5676	+0.2	-33.7744
							+00		-8.8
<b>E</b>	44	-0.3	+0.2	-22	<b>J</b>	44	-0.6648	+0.2	-38.0512
							+00		-8.8

Tableau II.5. Pression aérodynamique du vent (Direction du vent  $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de -0.3.

(Direction du vent $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de -0.3									
Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	44	+0.8	-0.3	+48.4	<b>F</b>	44	-1.5852	-0.3	-56.5488
							+0.0324		+14.6256
<b>A</b>	44	-1	-0.3	-30.8	<b>G</b>	44	-1.1352	-0.3	-36.7488
							+0.0324		+14.6256
<b>B</b>	44	-0.8	-0.3	-22	<b>H</b>	44	-0.5514	-0.3	-11.0616
							+0.0324		+14.6256
<b>C</b>	44	-0.5	-0.3	-8.8	<b>I</b>	44	-0.5676	-0.3	-11.7744
							+00		+13.2
<b>E</b>	44	-0.3	-0.3	00	<b>J</b>	44	-0.6648	-0.3	-16.0512
							+00		+13.2

Tableau II.6. pression aérodynamique du vent ( direction  $\Theta=90^\circ$ ) avec pression interieure +0.2

(Direction du vent $\Theta=90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2									
Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	44	+0.8	+0.2	+26.4	<b>F</b>	44	-1.5618	+0.2	-77.5192
<b>A</b>	44	-1	+0.2	-52.8	<b>G</b>	44	-1.3	+0.2	-66
<b>B</b>	44	-0.8	+0.2	-44	<b>H</b>	44	-0.683	+0.2	-38.984
<b>C</b>	44	-0.5	+0.2	-30.8	<b>I</b>	44	-0.5838	+0.2	-34.4872
<b>E</b>	44	-0.3	+0.2	-22					

Tableau II.7. pression aérodynamique du vent ( direction  $\Theta=90^\circ$ ) avec pression intérieure - 0.3.

(Direction du vent $\Theta=90^\circ$ ) avec pression intérieure de -0.3									
Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
D	44	+0.8	-0.3	+48.4	F	44	-1.5618	-0.3	-55.5192
A	44	-1	-0.3	-30.8	G	44	-1.3	-0.3	-44
B	44	-0.8	-0.3	-22	H	44	-0.683	-0.3	-16.852
C	44	-0.5	-0.3	-8.8	I	44	-0.5838	-0.3	-12.4872
E	44	-0.3	-0.3	00					

**II.1.6.répartition des pressions :**

**II.1.6.1 repartition des pressions du vent perpendiculaire au long-pan : (V1)**

a)- parois verticales :

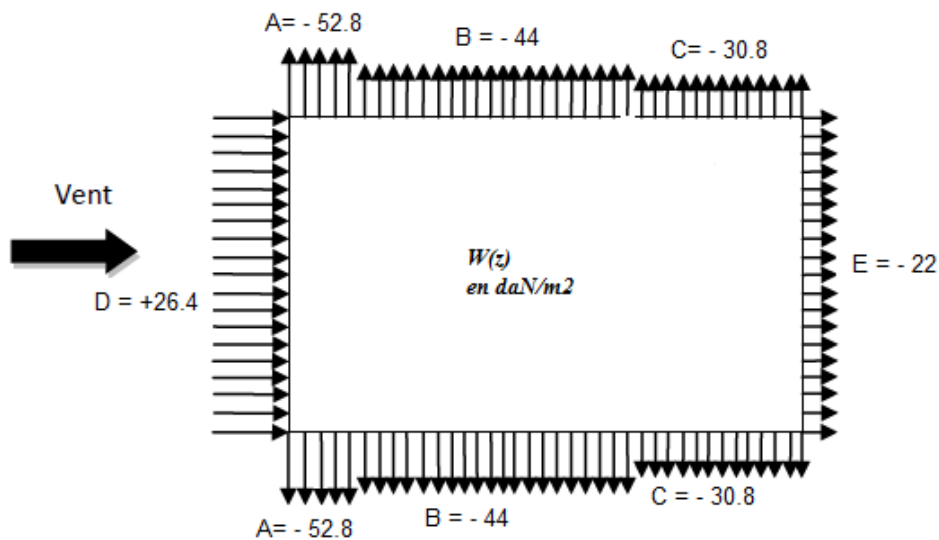


Figure II.10. direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2

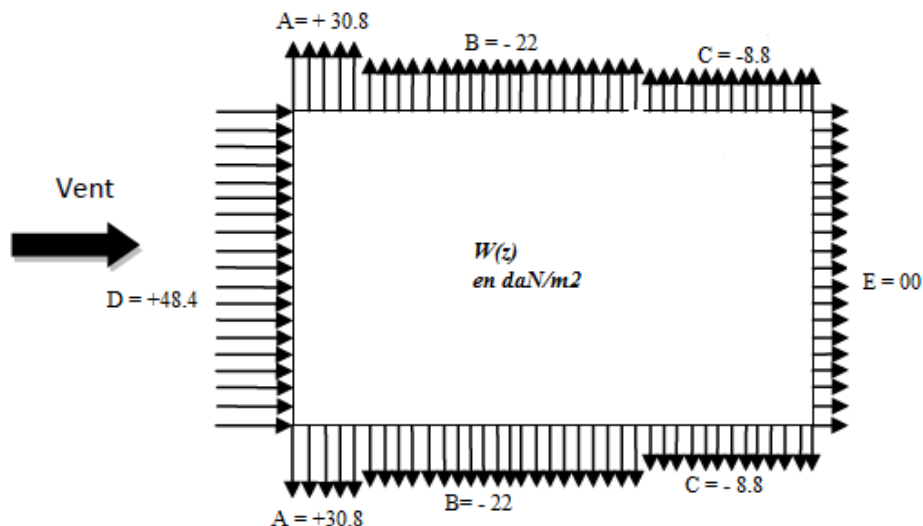


Figure II.10. direction du vent ( $\theta=0^\circ$ ) avec une dépression intérieure de -0.3

**b)- versants de toitures :**

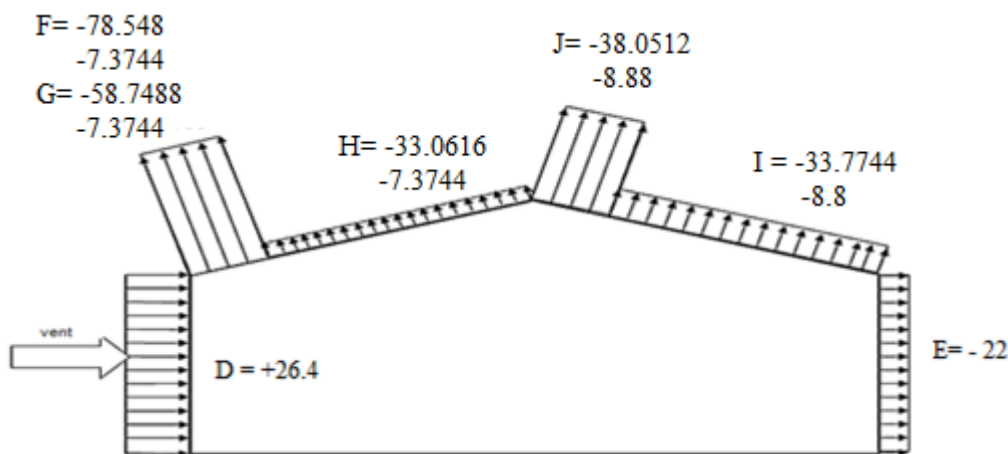


Figure II.11. direction du vent ( $\theta=0^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2

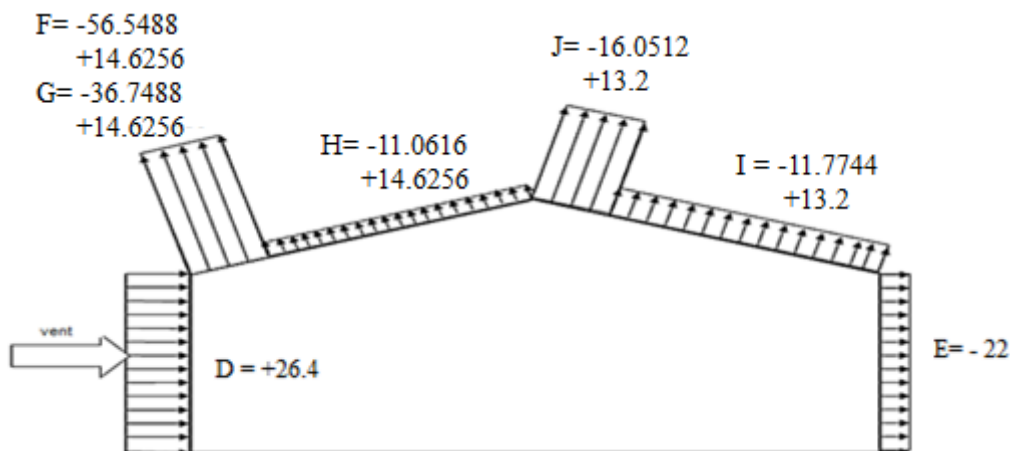
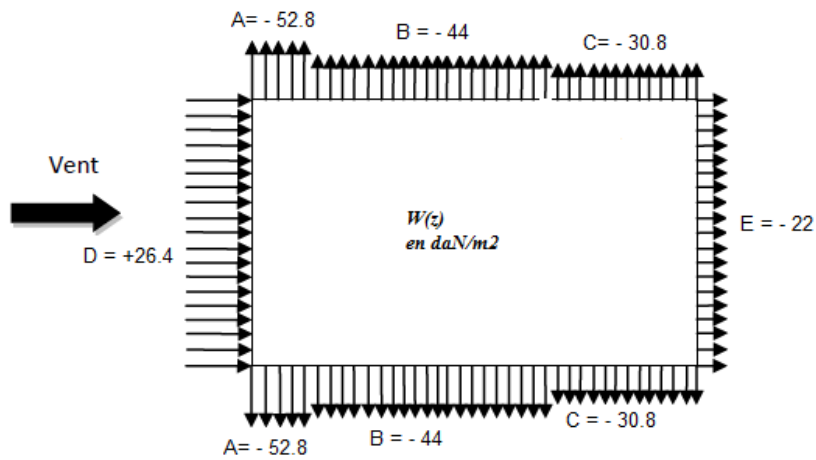


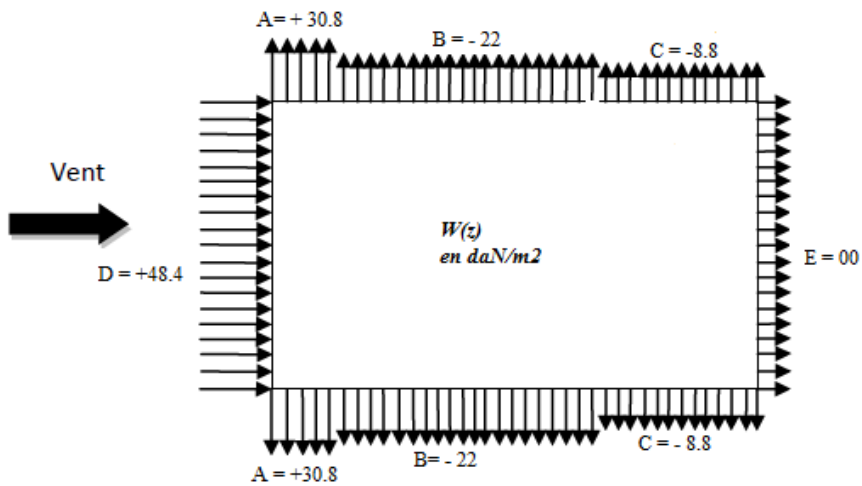
Figure II.12. direction du vent ( $\theta=0^\circ$ ) avec une dépression intérieure de -0.3

**II.1.6.2 repartition des pressions du vent perpendiculaire au pignon : (V2)**

**a)- parois verticales :**



**Figure II.13.** direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de +0.2



**Figure II.14.** direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de -0.3

**b)- versants de toitures :**

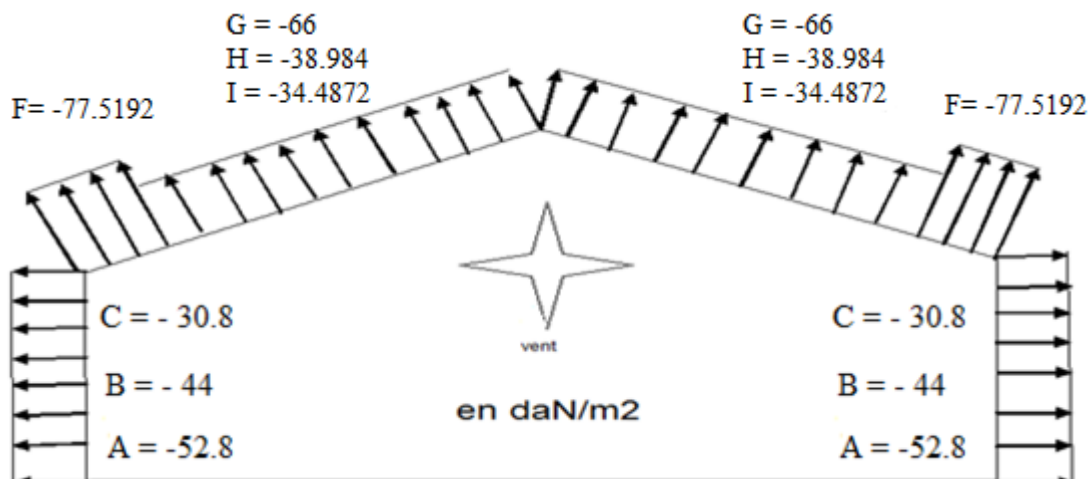


Figure II.15. direction du vent ( $\theta=90^\circ$ ) avec une pression intérieure de  $+0.2$

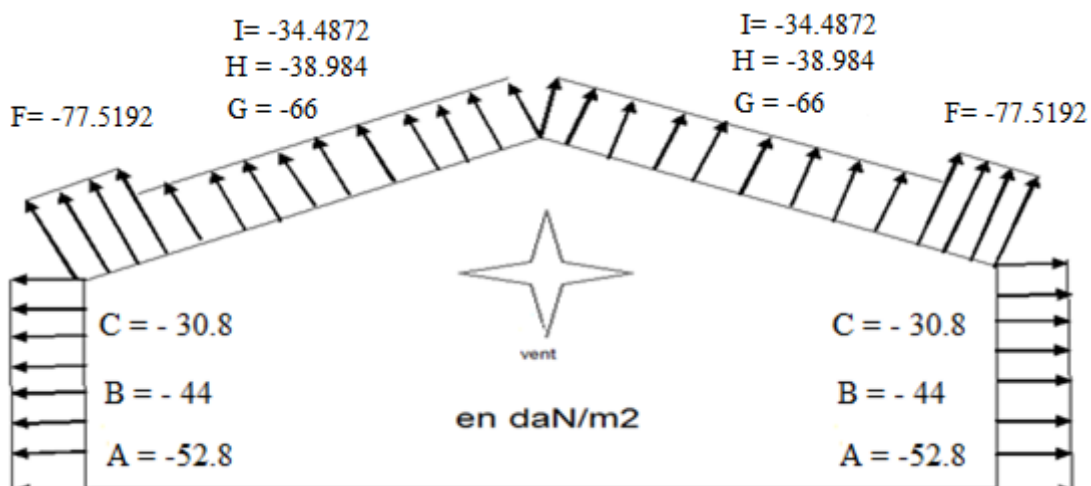
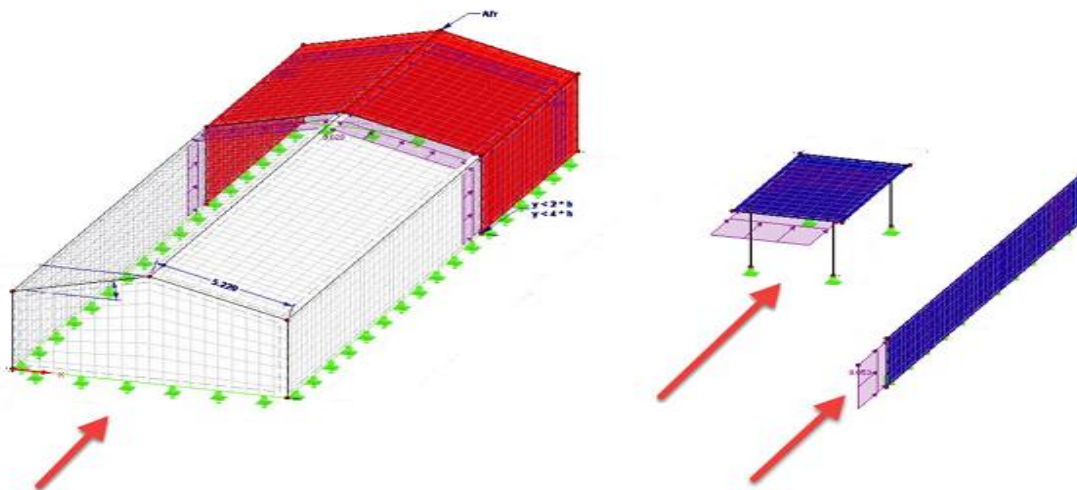


Figure II.16. direction du vent ( $\theta=90^\circ$ ) avec une dépression intérieure de  $-0.3$

**II.1.7. Calcul de la force de frottement  $F_{fr}$  : (RNV2013 – Chapitre .2.6, § 2.6.3).**



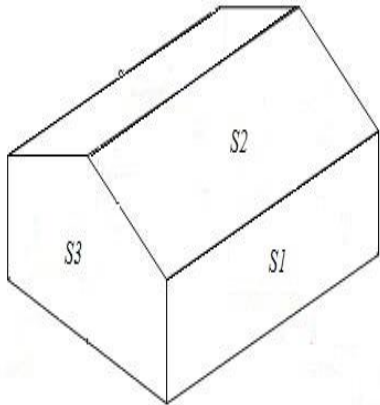
Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complètement due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h).

Avec :

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

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

**h** : hauteur (en m) de la construction.



**S3** : surfaces perpendiculaires au vent .

**S2+S1** : surfaces parallèles au vent .

la force de frottement est négligeable si :  $S2+S1 < 4S3$ .

$\sum$  Aire totale des surfaces parallèles  $< 4 \sum$  Aire totale des surfaces perpendiculaire au vent .

$$S1 = 30 \times 7.8 = 234 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 10.35 / \cos 06.62 \times 30 = 312.584 \text{ m}^2.$$

$$S1 + S2 = 234 + 312.584 = 546.584 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 20.7 \times 7.8 + (10.35 \text{tg}(06.62) \times (20.7/2)) = 173.892 \text{ m}^2.$$

$$4S3 = 182.146 \times 4 = 695.570 \text{ m}^2.$$

- $S2+S1 = 546.584 \text{ m}^2 < 4S3 = 695.570 \text{ m}^2$ .
- Ce qui nous confirme que la force de frottement est négligeable .

### a)- Action d'ensemble :

La force résultante  $F_w$  est donnée par :

$$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}.$$

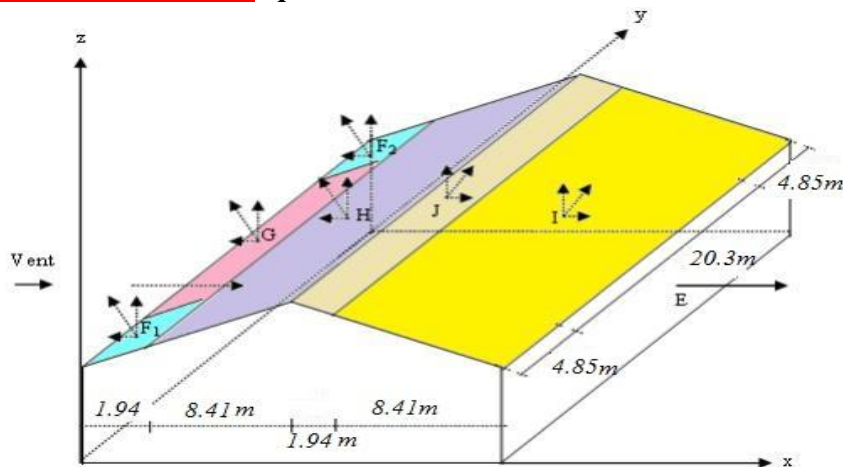
Avec :

$W(z)$  : pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée.

$A_{ref}$  : l'air de l'élément de surface considérée.

$F_{fr}$  : les forces de frottements ( d'entraînement ) éventuelles.

**II.1.7.1.Direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) : pente du versant :  $\alpha=06.62^\circ$ .**



➤ **Surfaces tributaires par projection horizontale (en m<sup>2</sup>):**

**Zone F<sub>1</sub>:**  $S_{F1} = 4.9 \times 1.96 = 9.64 \text{ m}^2$ .

**Zone F<sub>2</sub>:**  $S_{F2} = 4.9 \times 1.96 = 9.64 \text{ m}^2$ .

**Zone G:**  $S_G = 20.2 \times 1.96 = 39.592 \text{ m}^2$ .

**Zone H :**  $S_H = 8.39 \times 30 = 251.7 \text{ m}^2$ .

**Zone J :**  $S_J = 1.96 \times 30 = 58.8 \text{ m}^2$ .

**Zone I :**  $S_I = 8.39 \times 30 = 251.7 \text{ m}^2$ .

• **Tableau .II.9.Direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2 :**

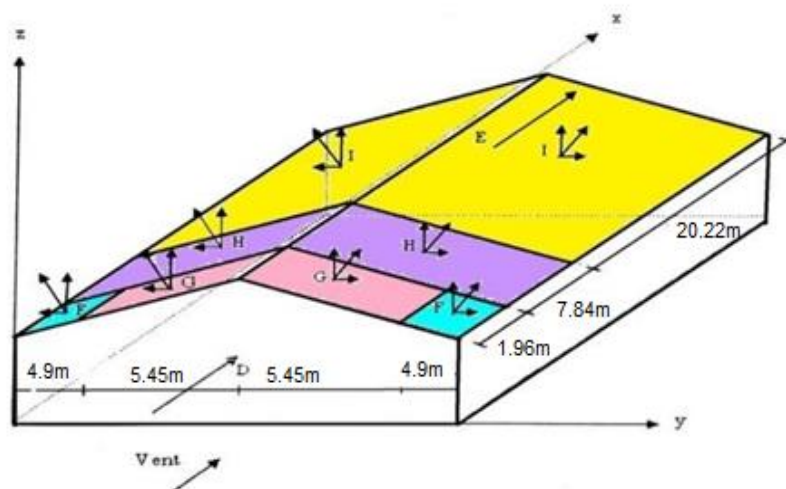
Zone	Composante horizontale $F_{wx}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$26.4 \times 234 = 6177.6 \rightarrow$	0
E	$22 \times 234 = 5148 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$78.548 \times 9.64 \text{tg}6.62 = 87.880 \leftarrow$	$78.548 \times 9.64 = 757.202 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$78.548 \times 9.64 \text{tg}6.62 = 87.880 \leftarrow$	$78.548 \times 9.64 = 757.202 \uparrow$
G	$58.7488 \times 39.592 \text{tg}6.62 = 269.948 \leftarrow$	$58.7488 \times 39.592 = 2325.9825 \uparrow$
H	$33.0616 \times 251.7 \text{tg}6.62 = 965.787 \leftarrow$	$33.0616 \times 251.7 = 8321.6047 \uparrow$
I	$33.7744 \times 251.7 \text{tg}6.62 = 986.6084 \rightarrow$	$33.7744 \times 251.7 = 8501.01648 \uparrow$
J	$38.0512 \times 58.8 \text{tg}6.62 = 259.668 \rightarrow$	$38.0512 \times 58.8 = 2237.41056 \uparrow$
<b>Total</b>	<b><math>F_{wx} = 13983.3714 \rightarrow</math></b>	<b><math>F_{wz} = 22900.41824 \uparrow</math></b>

• **Tableau .II.10.Direction du vent ( $\Theta=0$ )avec dépression intérieure de -0.3 :**

Zone	Composante horizontale $F_{wx}$ (daN)	Composante verticale $F_{wz}$ (daN)
D	$48.4 \times 234 = 11616 \rightarrow$	0
E	$00 \times 234 = 00 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$56.5488 \times 9.64 \text{tg}6.62 = 63.2666 \leftarrow$	$56.5488 \times 9.64 = 545.1304 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$56.5488 \times 9.64 \text{tg}6.62 = 63.2666 \leftarrow$	$56.5488 \times 9.64 = 545.1304 \uparrow$
G	$36.7488 \times 39.59 \text{tg}6.62 = 168.8506 \leftarrow$	$36.7488 \times 39.592 = 1454.9585 \uparrow$
H	$11.0616 \times 251.7 \text{tg}6.62 = 323.1283 \leftarrow$	$11.0616 \times 251.7 = 2784.2048 \uparrow$
I	$11.7744 \times 251.7 \text{tg}6.62 = 343.951 \rightarrow$	$11.7744 \times 251.7 = 2963.6165 \uparrow$
J	$16.0512 \times 58.8 \text{tg}6.62 = 109.536 \rightarrow$	$16.0512 \times 58.8 = 943.8106 \uparrow$

<b>Total</b>	$F_{WX} = 12687.9991 \longrightarrow$	$F_{WZ} = 9236.8512 \uparrow$
--------------	---------------------------------------	-------------------------------

**II.1.7.2. Direction du vent ( $\theta=90^\circ$ ) :**



**Calcul des surfaces tributaires par projection horizontale:**

**Zone F1 :**  $S_{F1} = 4.9 \times 1.96 = 9.614m^2$ .

**Zone F2:**  $S_{F2} = 4.9 \times 1.96 = 9.614m^2$ .

**Zone G :**  $S_G = 2(5.45 \times 1.96) = 21.364m^2$ .

**Zone H:**  $S_H = 2(10.35 \times 7.84) = 162.28m^2$ .

**Zone I :**  $S_I = 2(10.35 \times 15) = 310.5m^2$ .

- **Tableau II.11. Direction du vent ( $\theta=90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2 :**

Zone	Composante horizontale $F_{WX}$ (daN)	Composante verticale $F_{WZ}$ (daN)
<b>D</b>	$26.4 \times [(20.7 \times 7.8) + ((20.7 \times 2)/2)] = 4809.024 \longrightarrow$	0
<b>E</b>	$22 \times [(20.7 \times 7.8) + ((20.7 \times 2)/2)] = 4007.52 \longrightarrow$	0
<b>F1</b>	0	$77.5192 \times 9.64 \cos(6.62) = 742.3027 \uparrow$
<b>F2</b>	0	$77.5192 \times 9.64 \cos(6.62) = 742.3027 \uparrow$
<b>G</b>	0	$66 \times 21.364 \cos(6.62) = 1400.623 \uparrow$
<b>H</b>	0	$38.984 \times 162.28 \cos(6.62) = 6284.1432 \uparrow$
<b>I</b>	0	$34.4872 \times 310.5 \cos(6.62) = 10636.8791 \uparrow$
<b>F<sub>fr</sub></b>	0	0
<b>Total</b>	$F_{WX} = 8816.544 \longrightarrow$	$F_{WZ} = 19806.2507 \uparrow$

**Remarque :**

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

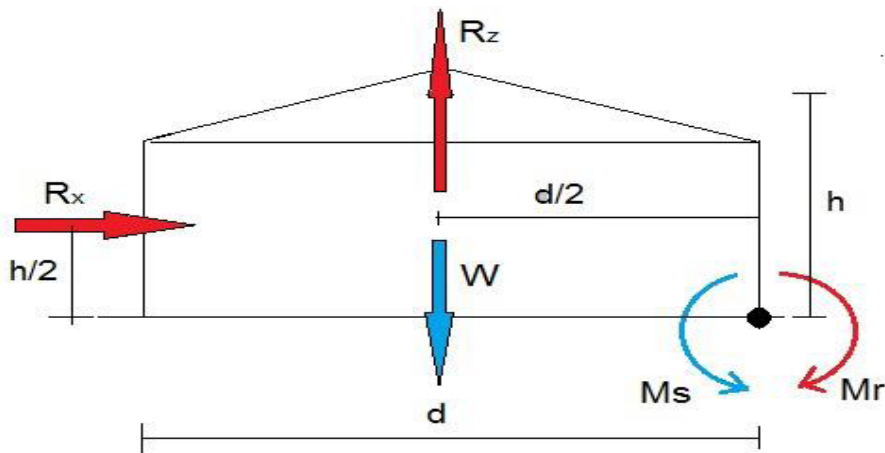
- **Tableau II.12. Direction du vent ( $\theta=90^\circ$ ) avec dépression intérieure de -0.3 :**

Zone	Composante horizontale $F_{WX}$ (daN)	Composante verticale $F_{WZ}$ (daN)
<b>D</b>	$48.4 \times [(20.7 \times 7.8) + ((20.7 \times 2)/2)] = 8816.544 \longrightarrow$	0
<b>E</b>	0	0

$F_1$	0	$55.5192 \times 9.64 \cos(6.62) = 531.6367 \uparrow$
$F_2$	0	$55.5192 \times 9.64 \cos(6.62) = 531.6367 \uparrow$
$G$	0	$44 \times 21.364 \cos(6.62) = 933.7486 \uparrow$
$H$	0	$16.852 \times 162.28 \cos(6.62) = 2716.0067 \uparrow$
$I$	0	$12.4872 \times 310.5 \cos(6.62) = 3851.4242 \uparrow$
$F_{fr}$	0	0
<b>Total</b>	$F_{Wx} = 8816.544 \rightarrow$	$F_{Wz} = 8564.4529 \uparrow$

**II.8. Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0.2**

**II.8.1. Vérification de la stabilité transversale : ( direction du vent ( $\Theta=0^\circ$ )**



**II.8.1.1. Calcul du moment de renversement**

$$M_r = F_{wx} \times h/2 + F_{wz} \times d/2$$

$$M_r = 13983.3714 \times (9.8/2) + 22900.41824 \times (20.7/2) = 305537.8486 \text{ daNm} = 3055.378 \text{ kN.m}$$

**II.8.1.2. Calcul du moment stabilisant**

$$M_s = W \times (d/2)$$

$W = 50 \text{ daN/m}^2$ : poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment.

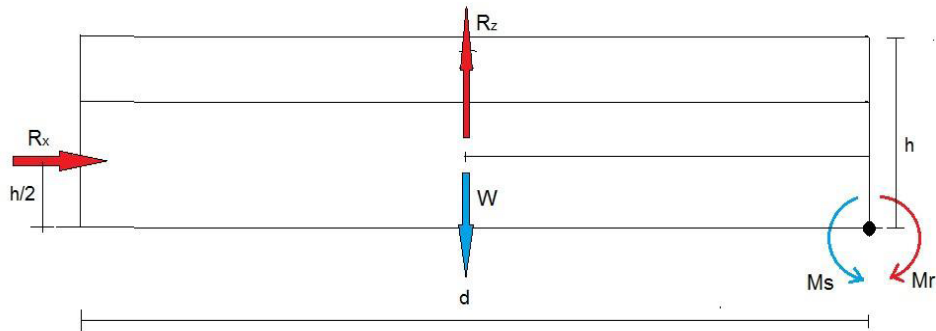
$$W = 0.5 \times 20.7 \times 30 = 310.5 \text{ KN} = 310.5 \times 10^2 \text{ daNm.}$$

$$M_s = 310.5 \times 10^2 \times (20.7/2) = 321367.5 \text{ daNm} = 3213.67 \text{ KN.m}$$

$M_s = 3213.67 \text{ KN} > M_r = 3055.378 \text{ kN.m} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

**II.8.2. Vérification de la stabilité longitudinale : ( direction du vent ( $\Theta=90^\circ$ )**

Petite face < au vent > : Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.



**II.8.2.1.Calcul de moment renversement**

$$M_r = F_{wx} \times h/2 + F_{wz} \times d/2$$

$$M_r = 8816.544 \times (9.8/2) + 19806.2507 \times (30/2) = 340294.8261 \text{ daN.m} = 3402.94826 \text{ kN.m}$$

**II.8.2.2.Calcul du moment stabilisant**

$$M_s = W \times (d/2)$$

$W = 50 \text{ daN/m}^2$ : poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 0.5 \times 20.7 \times 30 = 310.5 \text{ KN} = 310.5 \times 10^2 \text{ daNm.}$$

$$M_s = 310.5 \times 10^2 \times (30/2) = 465750 \text{ daNm} = 4657.50 \text{ KN.m}$$

$M_s = 4657.50 \text{ KN} > M_r = 3402.94826 \text{ kN.m}$ .....la stabilité longitudinale est vérifiée .

**II.2.Action de la neige****Introduction :**

La toiture de notre construction est soumise à l'accumulation de la neige. Selon les Règles Algériennes RNV2013 qui sont applicables sur l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 200m, la valeur représentative de la charge statique de neige dépend de la localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage sur la carte des zones de neige, de l'altitude de ce site par rapport au niveau moyen de la mer et aussi de la forme de la toiture de l'ouvrage. La charge caractéristique de neige ( $S$ ) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad (\text{Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2})$$

**Avec :**

$S$  : charge caractéristique de neige par unité de surface (en KN/m<sup>2</sup>)

$S_k$  : charge de neige sur le sol en [KN/m<sup>2</sup>]

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme.

**Remarque :**

Il n'est pas nécessaire de calculer les charges de neige suspendues en débord des toitures, car cette charge doit être prise en compte seulement pour les constructions situées à plus de 1000m d'altitude, ce qui n'est pas le cas dans notre étude.

**II.2.1.Charge de neige  $S_k$  sur le sol :**

La valeur de  $S_k$  varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré.

**a)- .Influence de la localisation géographique :**

Une salle de sport en construction métallique est construite à DRAA EL MIZEN (Tizi Ouzou), qui fait partie de la région A [selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013)].

DONC :  $\alpha = 06.62^\circ$ .

Région A.

Altitude :  $H=700m$  .

**II.2.1.1. charge de la neige sur le sol : (RNVA2013. Partie I.4)**

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 700 + 15}{100} = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

**II.2.1.2.charge de neige sur la toiture:**

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants symétrique avec une pente  $\alpha = 06.62^\circ$

$$S(\alpha) = v(\alpha) \cdot S_k$$

**II.2.2. Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :**

**a)- Versants par symétries:**

$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 06.62^\circ < 30^\circ$  Donc :  $v(\alpha) = 0.8$

(Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2)

→  $S(\alpha) = 0.8 \times 0.64 = 0.512 \text{ KN/m}^2$ .

- Par projection horizontale :  $S(\alpha) = 0.64 \text{ KN/m}^2$ .
- Suivant rampant :  $S(\alpha) = 0.64 \cos 6.62 = 0.6357 \text{ KN/m}^2$ .

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

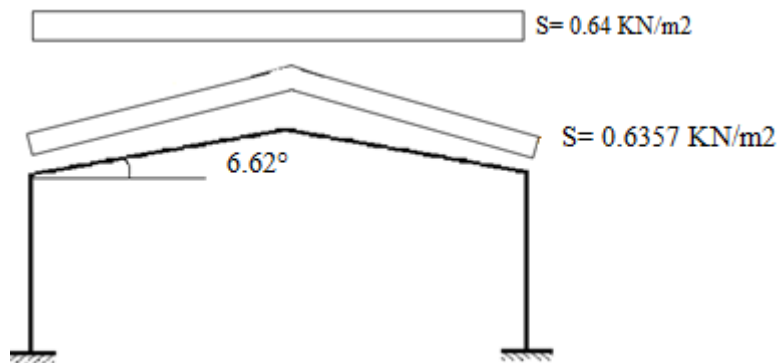


Figure II.17. Charges de neige sans redistribution par le vent

**II.2.3. Charge répartie avec redistribution par le vent :**

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution  $0.5 \times S(\alpha) = 0.5 ( 0.64 ) = 0.32 \text{ KN/m}^2$ .

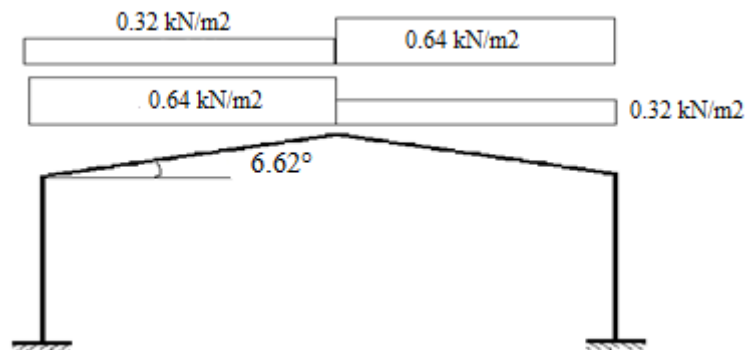


Figure II.18. Charges de neige

**Conclusion :**

*Dans ce chapitre des surcharges climatiques, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée selon le règlement algérien RNV 2013.*

*Les résultats trouvés seront utilisés dans les prochains chapitres qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (pannes, poteaux, lisses, potelets, ect ...).*

# ***Chapitre III :***

## *Etude des éléments secondaires*

### III.1.CALCUL DES PANNES

#### III.1.1. Introduction :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la ferme.

Elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système des contreventements et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse ou bien la ferme. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitations (entretien) et des surcharges climatiques.

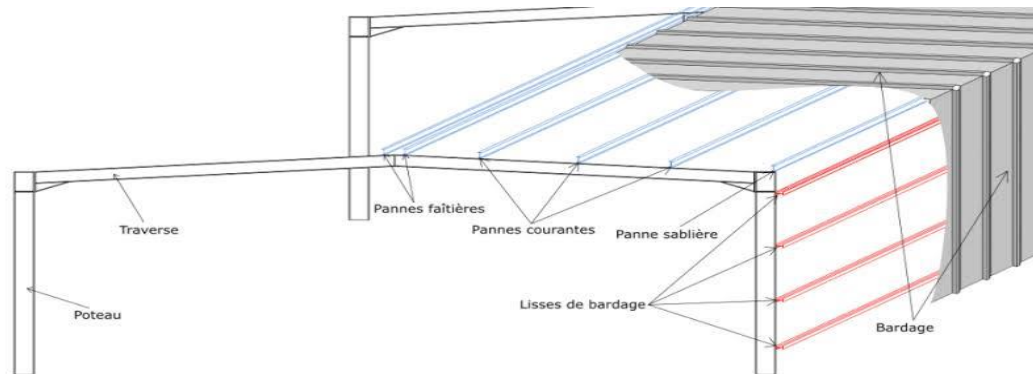


Figure III.1. Disposition de la panne sur la toiture.

#### III.1.2. Principe de dimensionnement :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à :

- **Une charge verticale** : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son Centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante  $Q_y$  parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $Q_z$  parallèle aux semelles.

- **Une charge oblique** : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

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

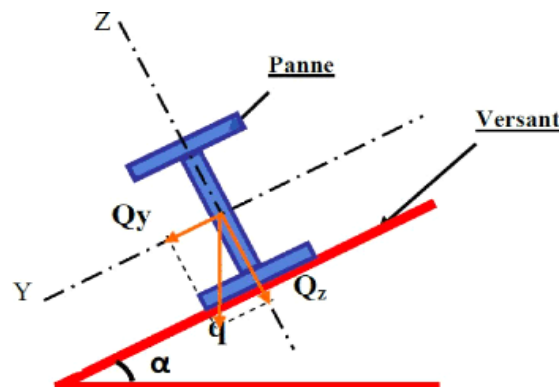


Figure III.2. Orientation des charges sur les pannes.

**III.1.2.1. Pré-dimensionnement des pannes :** Il existe deux méthodes :**a) Méthode de la flèche :**

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{v \cdot l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm}$$

**b) Méthode de la vérification à la flexion :**

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

On opte pour la 2eme méthode :

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

Avec :  $M_{sd} = 762.25 \text{ daN.m}$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{762.25 \times 10^4 \times 1.1}{235} = 35.67 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

On opte pour IPE 120 avec  $w_{pl,y} = 60.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$

**➤ Les données :**

Poids propre du bardage .....	12.00 daN/m <sup>2</sup>
Poids propre d'accessoires De pose .....	5daN/m <sup>2</sup>
Isolants .....	5 daN/m <sup>2</sup>
Poids propre des pannes est estimés à(IPE120) .....	10.4daN/m <sup>2</sup>
Entre axe entre deux pannes courantes .....	1.7m
Surcharge d'entretien.....	E=60daN/m <sup>2</sup>
Surcharge de la neige .....	N=64 daN/m <sup>2</sup> α=06.62°

**III.1.3. Calcul la valeur equivalente du vent :****• Cpeéivalent :**

$$C_{pe,eq} = \frac{\left[ \left( C_{peF} \times \frac{e}{4} \right) + \left( C_{peG} \left( L - \frac{e}{4} \right) \right) \right]}{L}$$

L : la longueur de la panne = 5175 mm = 5.175 m.

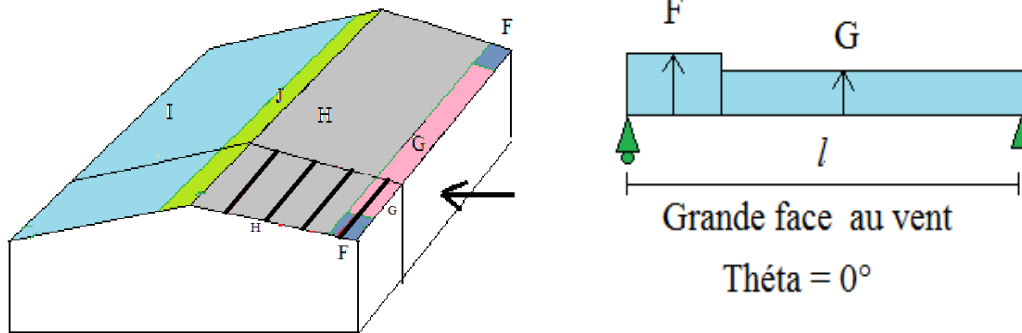
**• Direction du vent  $\theta = 0^\circ$  :**

e = 19.6m.

$$F = 78.548 \text{ daN/m}^2.$$

$$G = 58.7788 \text{ daN/m}^2.$$

$$C_{pe} . eq = \frac{\left[ \left( 78.548 \times \frac{19.6}{4} \right) + \left( 58.7788 \left( 5.175 - \frac{19.6}{4} \right) \right) \right]}{5.175} = 77.50 \text{ daN /m}^2$$



Ce qui nous donne la valeur moyenne entre F et G est :  $77.50 \text{ daN/m}^2$

- Direction du vent  $\theta = 90^\circ$  :

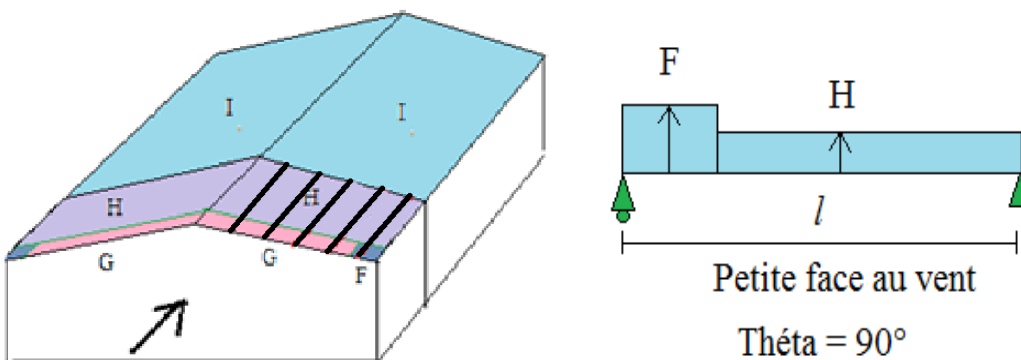
$$C_{pe} . eq = \frac{\left[ \left( C_{pe} F \times \frac{e}{4} \right) + \left( C_{pe} H \left( L - \frac{e}{4} \right) \right) \right]}{L}$$

$$e = 19.6 \text{ m}$$

$$F = 77.5192 \text{ daN/m}^2.$$

$$H = 38.984 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{pe} . eq = \frac{\left[ \left( 77.5192 \times \frac{19.6}{4} \right) + \left( 38.984 \left( 5.175 - \frac{19.6}{4} \right) \right) \right]}{5.175} = 75.471 \text{ daN /m}^2$$



Ce qui nous donne la valeur moyenne entre F et H est :  $75.471 \text{ daN/m}^2$

⇒ Donc la valeur la plus défavorable :  $\max(C_{pe} . eq1, C_{pe} . eq2) = 77.50 \text{ daN/m}^2$

**III.1.4.Détermination des charges et surcharges**

**III.1.4.1.Les charges permanentes action vers le bas : (selon le DTR)**

$$G = (12+5+5) \times (1.7/\cos\alpha) + 10.4 = 48.051 \text{ daN/ml} .$$

**III.1.4.2.Surcharge du vent V (perpendiculaire au versant ) action vers le haut**

$$V = 77.50 \times 1.7/\cos(6.62) = 132.68 \text{ daN/ml}$$

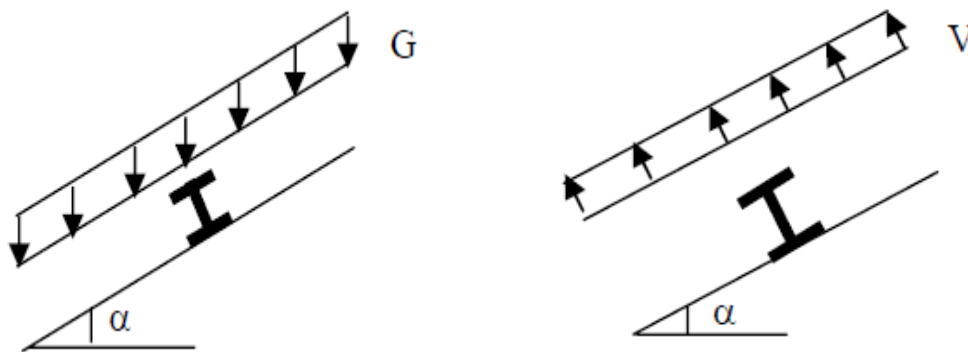


Figure III.3. Cas de l'effet du V et G sur la panne

**III.1.4.3.Surcharge de la neige N : ( par projection horizontale )**

$$N = 64 \times 1.712 = 109.57 \text{ daN/ml} .$$

$$N = 64 \cos \alpha = 64 \cos (6.62) = 63.573 \text{ daN/ml} .$$

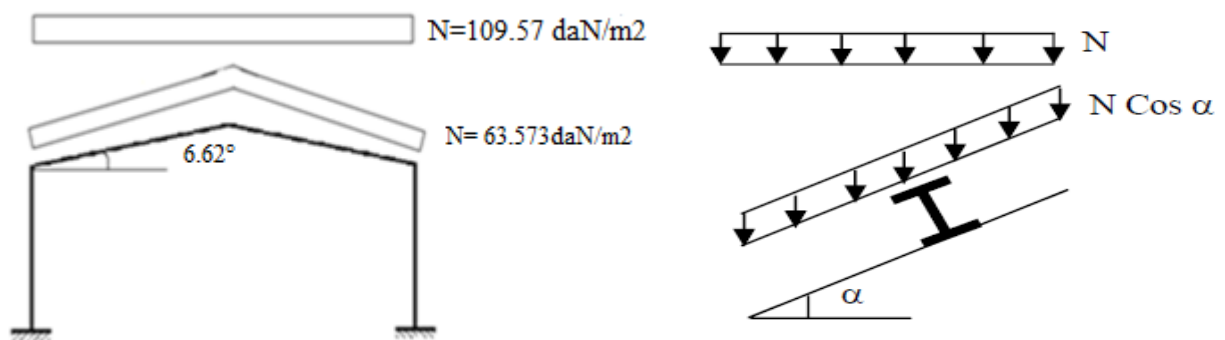


Figure III.4.Schéma statique de la charge de neige.

**III.1.4.4.Surcharge d'entretien E**

Dans le cas des toitures inaccessible categorie H , le reglement eurocode 1 préconise une charge d'entretien  $E = 0.6 \text{ KN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2$  pour les toitures ayant la pente du versant :  $\alpha < 30^\circ$ .

Tableau III.1 : charge d'entretien des toitures inaccessibles.

Pente $\alpha$ en degrés:	$Q_K$ ( KN/m <sup>2</sup> )
$\alpha < 30^\circ$	60
$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$60 [ ( 60 - \alpha ) / 30 ]$
$\alpha > 60^\circ$	0

$$\Rightarrow E = 60 \times 1.7 / \cos(6.62) = 102.72 \text{ daN/ml.}$$

➤ Vérification de la couverture :

Après plusieurs simulation on prend le nombre de panne = 7 pour un versant.

**III.1.5. Combinaisons de charge les plus défavorables :**

III.1.5.1. Actions vers le bas

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5E = 1.35(48.051) + 1.5(102.72) = 218.95 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35(48.051) + 1.5(109.57) = 229.22 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow Q_{sd,2} = 229.22 \text{ daN/ml} : \text{ est la plus défavorable.}$$

III.1.5.2. Les actions vers le haut :

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = [(48.051 \times \cos(6.62)) - (1.5 \times 132.68)] = -151.3 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 48.051 \times \sin(6.62) = 07.03 \text{ daN/ml}$$

• **Remarque :**

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatique ne se combient pas avec la surcharge d'entretien.

Les combinaisons les plus défavorables a retenir pour la suite des calculs :

Actions vers le bas ↓	Actions vers le haut ↑
$Q_{sd,2} = 229.22 \text{ daN/ml}$	$Q_{z,sd} = -151.3 \text{ daN/ml}$ $Q_{y,sd} = 07.03 \text{ daN/ml}$

**III.1.6. Verification a L'ELU :**

III.1.6.1. Verification de la section a la resistance :

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

III.1.6.1.1. Verification a la flexion déviée :

La panne travail en flexion déviée pour le cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z», l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode

exposée dans l'article (5.4.8) pour la flexion composée, pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les Sections de classe 1 et 2

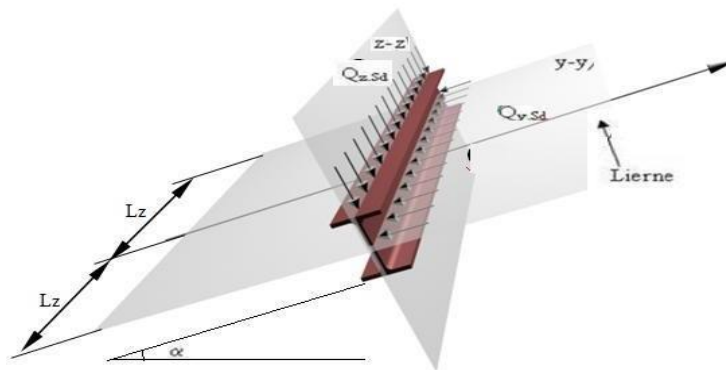


Figure.III.5. Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

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

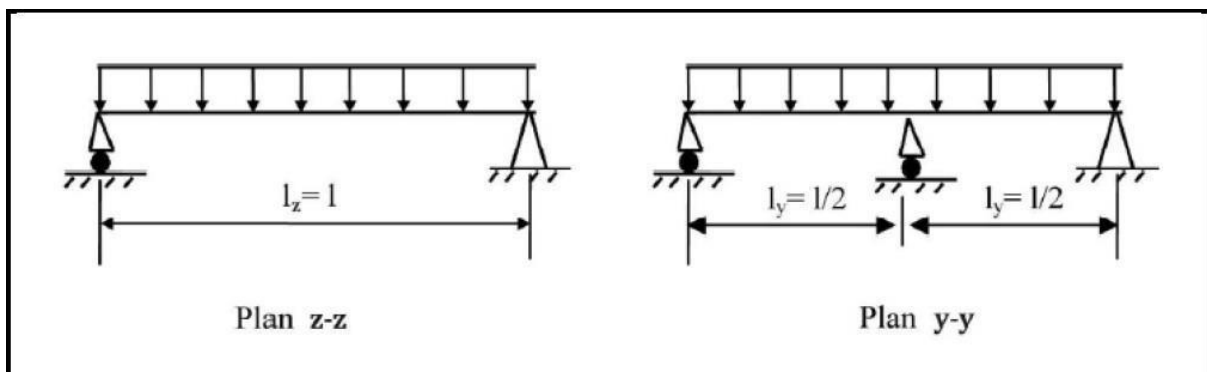


Figure III.6: Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

### III.1.6.2. Pré dimensionnement de la panne :

Sous la combinaison :  $1.35 G + 1.5 N$

III.1.6.2.1. Les actions vers le bas:  $Q_{max} = Q_{sd} = 229.22 \text{ daN/ml}$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 229.22 \times \cos (6.62) = 227.70 \text{ daN/ml} .$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 229.22 \times \sin (6.62) = 26.43 \text{ daN/ml} .$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{227.70 \times 5.175^2}{8} = 762.25 \text{ daN.m (sur deux appuis)}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{26.43 \times 2.5^2}{8} = \mathbf{20.86 daN.m} (\text{sur trois appuis})$$

Dans le domaine élastique :

$$\sigma = \frac{M_{y, sd}}{W_{el, y}} + \frac{M_{z, sd}}{W_{el, z}} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{M_{y, sd}}{W_{el, y}} \left( 1 + \frac{W_{el, y}}{W_{el, z}} \times \frac{M_{z, sd}}{M_{y, sd}} \right) = \frac{M_{y, sd}}{W_{el, y}} \left( 1 + \mu \frac{M_{z, sd}}{M_{y, sd}} \right) \leq f_y$$

$$\text{avec } \mu = \frac{W_{el, y}}{W_{el, z}}$$

$$W_{el, y} \geq \frac{M_{y, sd}}{f_y} \left( 1 + \mu \frac{M_{z, sd}}{M_{y, sd}} \right)$$

$\mu = 6$  à  $9$  pour les poutres en I (pannes) ce qui nous donne  $\mu = 7$  pannes.

$$W_{el, y} \geq \frac{762.25}{23.5} \left( 1 + 7 \frac{20.86}{762.25} \right) = \mathbf{38.65 cm^3}.$$

Soit **IPE 120** :

$b=64mm$	$t_f=6.3 mm$	$t_w=4.4mm$	$r=7mm$	$d=93.4mm$
$W_{el, y} = 53cm^3$	$W_{el, z} = 8.65 cm^3$	$I_y = 318 cm^4$	$I_z = 27.7 cm^4$	$P = 10.4 kg/ml$

$W_{el, y}$  : Module de résistance élastique par rapport à Y.

$W_{el, z}$  : Module de résistance élastique par rapport à Z.

$W_{pl, z}$  : Module de résistance plastique par rapport à Z.

$W_{pl, y}$  : Module de résistance plastique par rapport à Y.

$\gamma_{m0}=1.1$  : coefficient partiel de sécurité du matériau vis-a-vis du déversement.

### III.1.6.2.2. Classe de la section :

Classe de la semelle:

$$C/t_f = (b/2)/t_f = (64/2)/6.3 = \mathbf{5.07 < 10}$$

$$C/t_f = [[(b-2r-t_w)/2]/2] / t_f = [(64-2 \times 7-4.4)/2]/6.3 = \mathbf{3.6 < 9}.$$

⇒ la semelle est de classe 1

Classe de l'âme : (âme flechie)

$$C/t_w = d/t_w < 72$$

$$d/t_w = 93.4/4.4 = \mathbf{21.22 < 72}$$

⇒ âme est de classe 1.

⇒ donc la section est de classe 1

**Remarque :**

Généralement les profilés laminés de calibres inférieurs ou égales à IPE 200 , sont d'une section de classe 1 .

**III.1.6.3.nature de la sollicitation : flexion déviée**

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right)^\beta < 1.0$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité , mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

les sections **H** et **I** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n > 1$  . avec :  $n = N_{sd} / N_{pl, rd}$ .

$$Q_{max} = Q_{sd} = 229.22 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 229.22 \cos(6.62) = 227.70 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 229.22 \times \sin(6.62) = 26.43 \text{ daN/ml} .$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{227.5 \times 5.175^2}{8} = 761.57 \text{ daN.m (sur deux appuis)}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{26.43 \times 2.564^2}{8} = 21.72 \text{ daN.m (sur trois appuis)}$$

$$M_{pl, y, rd} = \left( \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \right) = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.772 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, z, rd} = \left( \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m0}} \right) = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daN.m}$$

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right)^\beta = \left( \frac{761.57}{1296.8} \right)^2 + \left( \frac{21.72}{290.54} \right)^1 = 0.420 < 1.0$$

⇒  $0.420 < 1$  ..... la condition est vérifiée .

**III.1.7.Verification au cisaillement:**

La verification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (selon l'eurocode 3) :

$$V_{z, sd} < V_{pl, z, rd} \quad , \quad V_{y, sd} < V_{pl, y, rd}$$

$$V_{pl, y, rd} = (A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})) / \gamma_{M0}$$

$$V_{pl,z,rd} = (A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})) / \gamma_{M0}$$

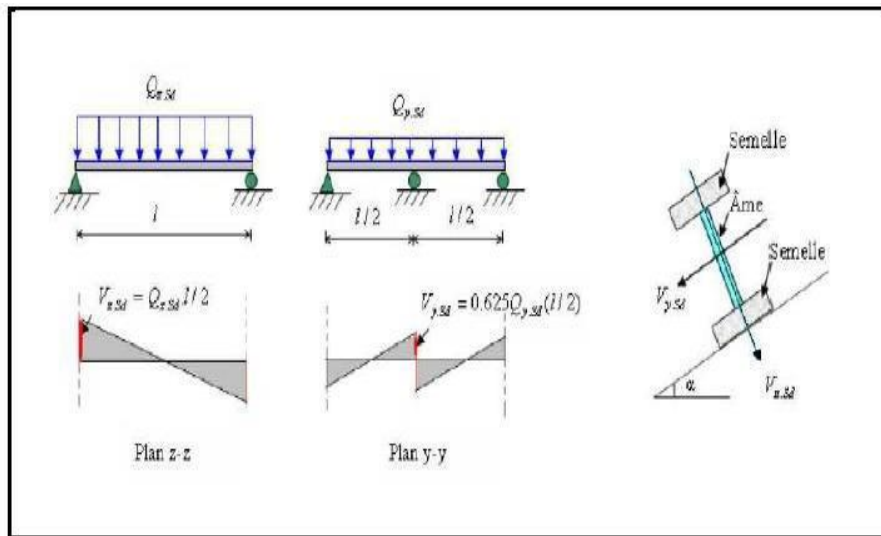


Figure III.7. Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

IPE 120 :

$A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2$
$A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6.3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 7770.609 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8.6 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 10607.49 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = 227.70 \times \frac{5}{2} = 569.25 \text{ daN.}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} (l/2) = 0.625 \times 26.43 \times 2.5 = 36.34 \text{ daN.}$$

$$0.5 \times M_{pl, y, rd} = 0.5 \times 1296.772 = 648.386 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow V_{z,sd} = 569.25 \text{ daN} < V_{pl,z,rd} = 7770.609 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\Rightarrow V_{y,sd} = 36.34 \text{ daN} < V_{pl,y,rd} = 10607.49 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$F_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ daN/m}^3$  : limite d'élasticité du matériau (S235) .

La section en IPE 120 est vérifiée a la résistance .

**III.1.8. Verification de l'élément au déversement :**

Déversement = Flambement latéral + rotation de la section transversale .

Semelle supérieure:

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendentes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement.

Semelle inférieure:

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout long de sa portée.

**III.1.8.1. vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :**

Action vers le haut: ↑

$$Q_{z, sd} = -151.3 \text{ daN/ml} \quad \uparrow \qquad Q_{y, sd} = 07.03 \text{ daN/ml} \quad \leftarrow$$

$$M_{y, sd} = (Q_z \times l^2) / 8 = (-151.3 \times 5^2) / 8 = -472.81 \text{ daNm} .$$

$$M_{z, sd} = (Q_y \times (l/2)^2) / 8 = ((07.03 \times (2.5)^2) / 8 = 05.50 \text{ daNm} .$$

$$M_{pl, y, rd} = (W_{pl, y} \times F_y) / \gamma_{M1} = 1296.772 \text{ daN.m} .$$

$$M_{pl, z, rd} = (W_{pl, z} \times f_y) / \gamma_{M1} = 290.54 \text{ daN.m} .$$

$\gamma_{M1} = 1.1$  : coefficient partiel de sécurité du matériau vis-a-vis du déversement.

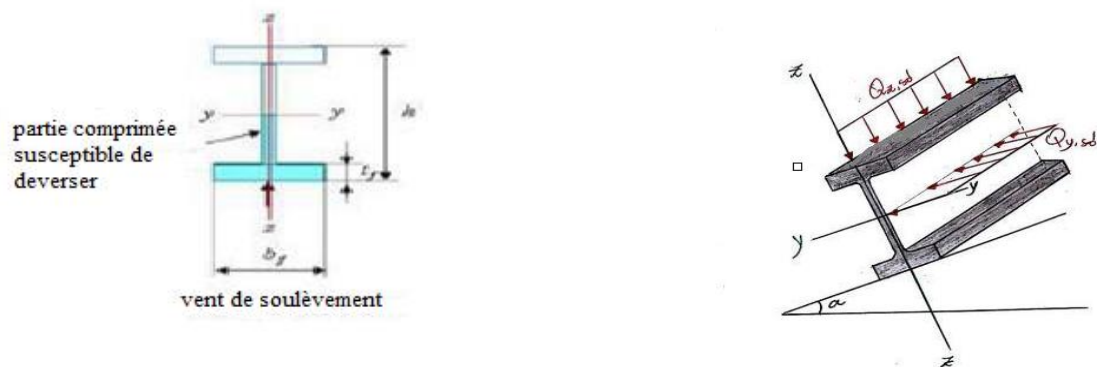


Figure III.8. Déversement d'une panne de la toiture.

**III.1.8.2. La formule de la vérification au déversement est la suivante :**

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} \right) + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) \leq 1$$

**III.1.8.2.1. Calcul du moment résistant au déversement  $M_{b, rd}$ :**

$$M_{b, rd} = X_{LT} \times \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y$  : est le module de résistance approprié .

$W_y = W_{pl, y}$  : section de classe 1 et 2 .

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = X_{LT} \times M_{pl,y,rd}$$

**III.1.8.2.2. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $X_{LT}$ :**

Méthode graphique : ( par les courbes de flambements )

$X_{LT}$  est déterminé dans les tableaux de  $X$  en fonction l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est de la courbe de flambement appropriée .

**III.1.8.2.3. Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times F_y}{M_{cr}}} \text{ Avec :}$$

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

**III.1.8.2.4. Calcul du moments critique du déversement élastique  $M_{cr}$ :**

$$M_{cr} = C_l \times \left( \frac{\pi^2 \times GI_z}{L^2} \right) \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 + GI_t}{\pi^2 \times EI_z}}$$

**Pour IPE 120**

$I_t = 1.74 \text{ cm}^4$ moment d'inertie de torsion .
$E = 2.1 \times 10^6$
$I_w = 0.89 \times 10^3 \text{ cm}^6$ facteur de gauchissement
$I_z = 27.65 \text{ cm}^4$ moment d'inertie autour de l'axe Z .
$G = 8 \times 10^3$
$C_l = 1.132$ facteur sans dimension qui depend de la nature di diagramme des moments ( charge uniformement repartie ) .
$L = 5.175 \text{ m}$ la longueur de flambements latérale $L_z$ .

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.65}{517.5^2} \times \left[ \frac{890}{27.65} + \frac{517.5^2 \times 8 \times 10^4 \times 1.74}{3.14 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.65} \right]$$

$$M_{cr} = 656.1 \text{ KN.cm}$$

$$M_{cr} = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{60.7 \times 23.5}{656.17}} = 1.47$$

**III.1.8.2.5. Calcul du coefficient de réduction pour le diversement  $X_{LT}$ :**

Section laminé :  $h/b = 120/64 = 1.875 < 2$  .

Donc la courbe de flambement (a) avec (  $\alpha = 0.21$  ) .

On lit dans le tableau de ksi la valeur de :  $X_{LT} = 0.3857$

$$\Rightarrow M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.3857 \times 1296.8 = 499.8 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} \right) + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) = \frac{472.81}{499.8} + \frac{05.50}{290.50} = 0.965 \leq 1$$

**Conclusion**

Le profilé choisi IPE 120 est vérifiée au déversement .

Donc : IPE 120 est verifié a l'état limite ultime .

**III.1.9.Verification a l'état limite de service(ELS) :**

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

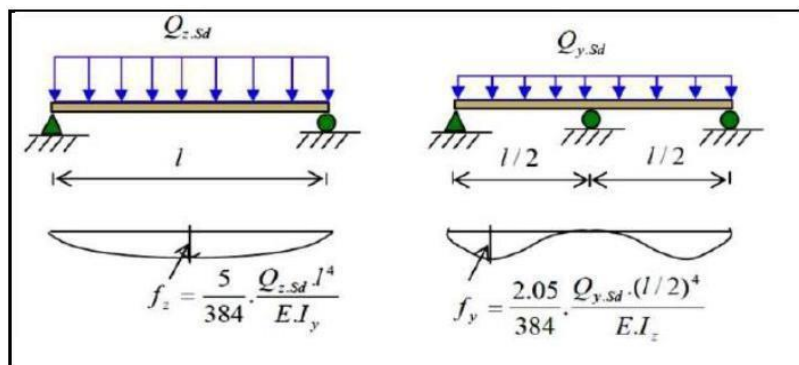


Figure III.9. Vérification de la flèche

$$Q_{sd1} = G + N = 48.051 + 109.57 = 157.621 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G - V = 48.051 - 132.68 = -84.63 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}) = 157.621 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 157.621 \times \cos(6.62) = 156.57 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 157.621 \times \sin(6.62) = 18.20 \text{ daN/ml.}$$

**III.1.9.1. Condition de la vérification:**

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

**III.1.9.2. Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

$$F_{adm} = L/200 = 517.5/200 = 2.587 \text{ cm.}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{156.57 \times 517.5^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 317.8 \times 10^2} = 2.190 \text{ cm}$$

$$F_z = 2.190 \text{ cm} < f_{adm} = 2.587 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.9.3. Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$F_{adm} = (l/2)/200 = 258.75/200 = 1.293 \text{ cm} .$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^4}{E \times I_z}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{18.20 \times 258.75^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 27.65 \times 10^2} = 0.075 \text{ cm}$$

$$F_y = 0.075 \text{ cm} < F_{adm} = 1.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

le profilé en IPE 120 est vérifié aux états limites ultimes et de services , donc il est vérifié a la sécurité et convienne comme panne de toiture .

**III.2.CALCUL DES LIERNES**

**III.2.1.Introduction :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leurs rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faitage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

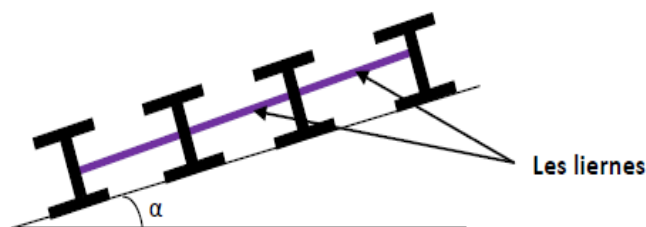


Figure III.11.: Coupe transversale des liernes.

**III.2.2. Dimensionnement des liernes :**

Dans le plan (Z-Z), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

Pour le dimensionnement des liernes, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

$$Q_{max} = Q_{sd} = 229.22 \text{ daN/ml.}$$

**III.2.2.1. La réaction R au niveau de lalierne :**

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \sin \alpha.$$

$$Q_{y, sd} = 229.22 \sin (6.62)$$

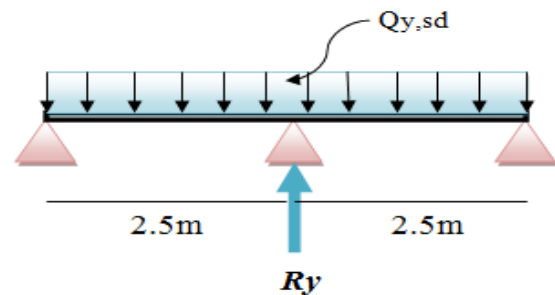
$$Q_{y, sd} = 26.43 \text{ daN/ml.}$$

$$\Rightarrow R_y = 1.25 \times Q_{y, sd} \times L_z$$

$L_z$ : est la longueur de la panne sur 3 appuis.

$$R_y = 1.25 \times 26.43 \times 2.5 = 82.59 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow R_y = 82.59 \text{ daN.}$$



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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{82.59}{2} = 41.30 \text{ daN.}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 82.59 + 41.30 = 123.90 \text{ daN.}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = R_y + T_2 = 82.59 + 123.90 = 206.48 \text{ daN.}$$

- Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = R_y + T_3 = 82.59 + 206.48 = 289.07 \text{ daN.}$$

- Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = R_y + T_4 = 82.59 + 289.07 = 371.66 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon L6 :

$$T_6 = R_y + T_5 = 82.59 + 371.66 = 454.25 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L7:

$$2 T_7 \cdot \cos(\theta) = T_6$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctng \frac{e}{l/2}$$

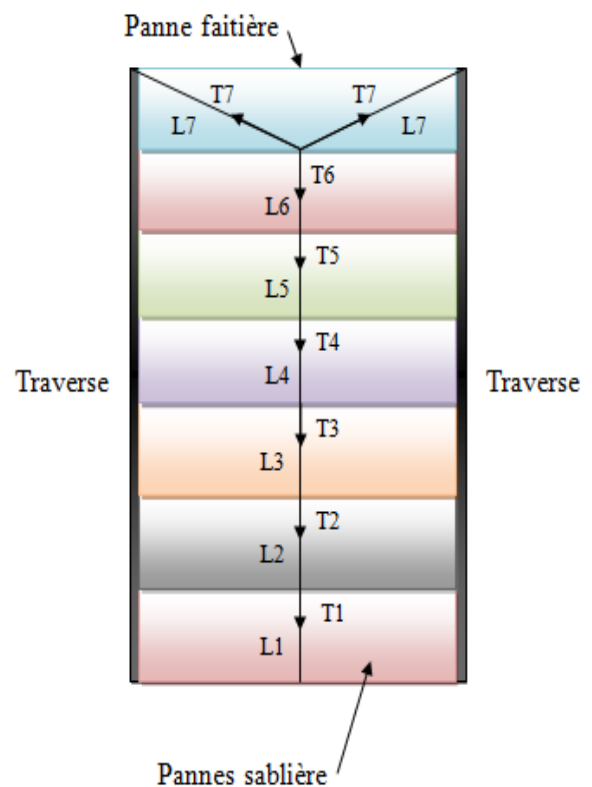
$e$  : l'espacement entre les pannes.

$l/2$  : la longueur de la panne sur 3 appuis.

**Figure III.12. Coupe longitudinale**

$$\theta = \arctng (1.7/2.5) = 34.23^\circ. \quad \text{Des liernes}$$

$$\text{Avec : } \theta = 34.23^\circ$$



$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cos \theta} = \frac{454.25}{2 \cos(34.23)} = 274.71 \text{ daN}$$

### Remarque importante :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement, ils sont donc transmis aux fermes (traverse) par des tirants en diagonale (bretelles).

### III.2.3. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L7 :

$$N_{sd} < N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = (A \cdot f_y / \gamma_{m0}) \quad ; \quad N_{sd} = T_7$$

$$T_7 < N_{pl,Rd} = (A \cdot f_y / \gamma_{m0})$$

$$A = \left( \frac{T_7}{(f_y / \gamma_{m0})} \right) = \left( \frac{454.25}{\left( \frac{2350}{1.1} \right)} \right) = 0.212 \text{ cm}^2 = 21.2 \text{ mm}^2$$

$$A = \mathcal{J} \phi^2 / 4 > 0.212 \text{ cm}^2 = 21.2 \text{ mm}^2$$

$$\phi > \sqrt{\frac{4 \times 0.212}{\pi}} = 0.520 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre  $\phi = 0.520 \text{ cm} = 5.20 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\Phi = 10 \text{ mm}$ .

## III.3. CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE

### III.3.1. Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié, elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au changement (sous l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant).

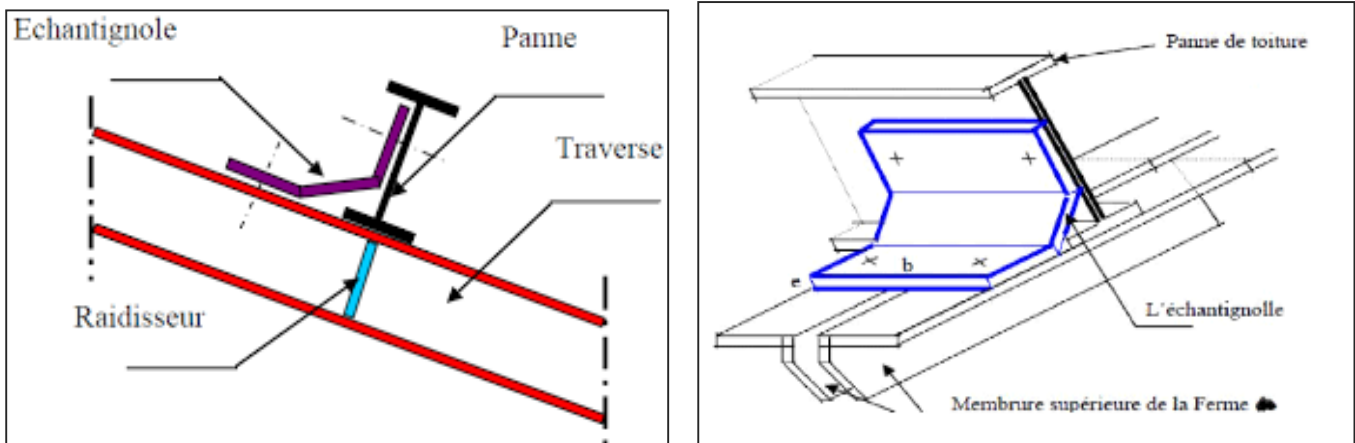


Figure III.13.: Disposition de l'échantignolle.

**III.3.2.Dimensionnement de l'échantignolle :**

Pour IPE 120 :  $b = 6.4\text{cm}$ ,  $h = 120\text{mm} = 12\text{cm}$ .

L'excentrement «  $t$  » est limité par la condition suivante :  $2(b/2) < t < 3(b/2)$ .

$6.4\text{cm} < t < 9.6\text{ cm}$  soit  $t = 8\text{cm}$ .

- Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \cos(\alpha) - 1.5 V.$$

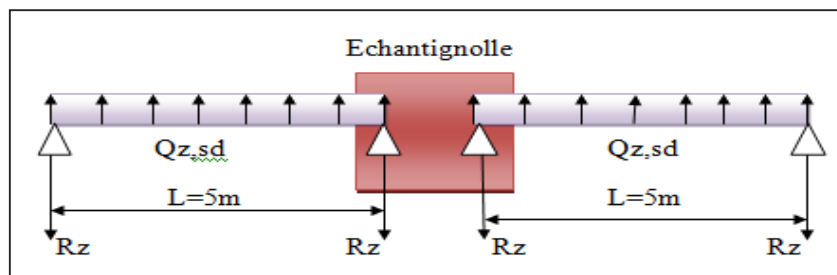
$$Q_{z, sd} = 44.285 \cos(6.62^\circ) - 1.5 (119.371) = -135.0668 \text{ daN/ml}.$$

- Echantignolle de rive

$$R_z = 2(Q_{z, sd} \times l_y / 2) = 2(135.0668 \times 5.175 / 2) = 698.9707 \text{ daN}.$$

- Echantignolle intermediaire

$$R_z = 2 \times [2(Q_{z, sd} \times l_y / 2)] = 2 \times (632.464) = 1397.9414 \text{ daN}.$$



**III.3.2.Calcul du moment de renversement :**

Selon l'Eurocode 03 les sections transversales travaillent en flexion simple. Généralement dans une structure métallique les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_r = R_z \times t = 698.9707 \times 8 = 5591.765 \text{ daN.cm}$$

**III.3.2.1. Dimensionnement de l'échantignolle :**

$$M_{sd} < M_{c,rd}$$

**III.3.2.1.1. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :**

$$M_{c,rd} = W_{el} \times (f_y / \gamma_{m0}) \quad ; \quad M_{sd} = M_r$$

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{f_y / \gamma_{m0}} = \frac{5591.765}{2350 / 1.1} = 2.617 \text{ cm}^3 \text{ avec : } W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 2.617}{16}} = 0.990 \text{ cm soit : } e = 9.90 \text{ mm}$$

Pour les raisons pratiques et de sécurité on prend :  $e = 12 \text{ mm}$ .

$$W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} = \frac{64 \text{ mm} \times 12^2}{6} = 1536 \text{ mm}^3.$$

Donc : après calcul, on opte pour une échantignolle de largeur ( $b = 16 \text{ cm}$ ).

**III.4. CALCUL DES LISSES DE BARDAGES:**

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires, donc les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage

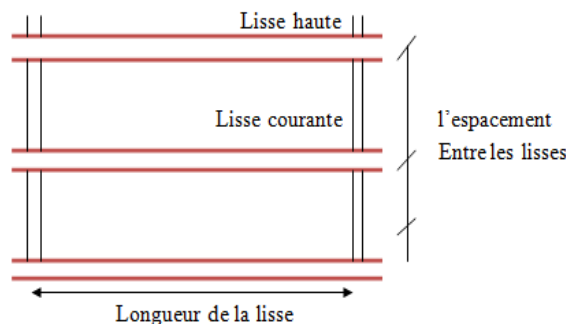


Figure III.14. Coupe longitudinale de la lisse de bardage

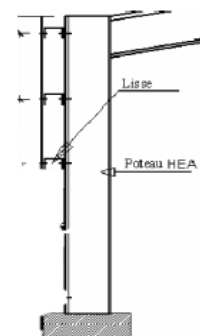


Figure III.15. Coupe transversal de la lisse de bardage

**III.4.1 Espacement des lisses :**

La structure en charpente à une hauteur de 7.8m.

- Espacement des lisses ( $e = 2 \text{ m}$ )
- Nombre de lisses ( $n = 3$ )

**III.4.2. Dimensionnement des lisses :**

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de Même type et de même dimension.

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

L'action du vent maximale est :

$W(z) \text{ max} = +48.4 \text{ daN/m}^2$ , (la paroi D - Direction V2 du vent Pignon..... Voir (tableau II.6 .... Chapitre 2)

**➤ Le pré dimensionnement des lisses :****a)- Méthode de la vérification a la flexion :**

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec :  $M_{sd} = 486.068 \text{ daN.m}$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{486.068 \times 10^4 \times 1.1}{235} = 62.91 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

On opte pour IPE 140 avec  $W_{pl,y} = 88.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$

**III.4.2.1. Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargées (lisse intermédiaire) :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) ..... 12 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'isolants ..... 5 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose ... ..... 5 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (IPE 140) ..... 12.9 daN/ml

**III.4.2.2. Calculs des efforts pondérés agissants sur les lisses****➤ Charges permanentes : (perpendiculaire a l'âme)**

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 12.9 = 56.9 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge climatique due au vent (suivant le plan de l'âme).

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent : (parois D)

$$V = 48.4 \times 2 = 96.8 \text{ daN/ml.}$$

- Combinaisons de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5 V$$

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 96.8 = 145.2 \text{ daN.}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G = 1.35 \times 56.9 = 76.815 \text{ daN.}$$

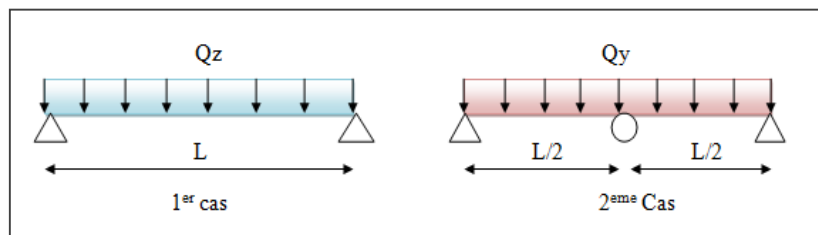


Figure III.16. Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

1<sup>ER</sup> CAS : pour la façade pignon

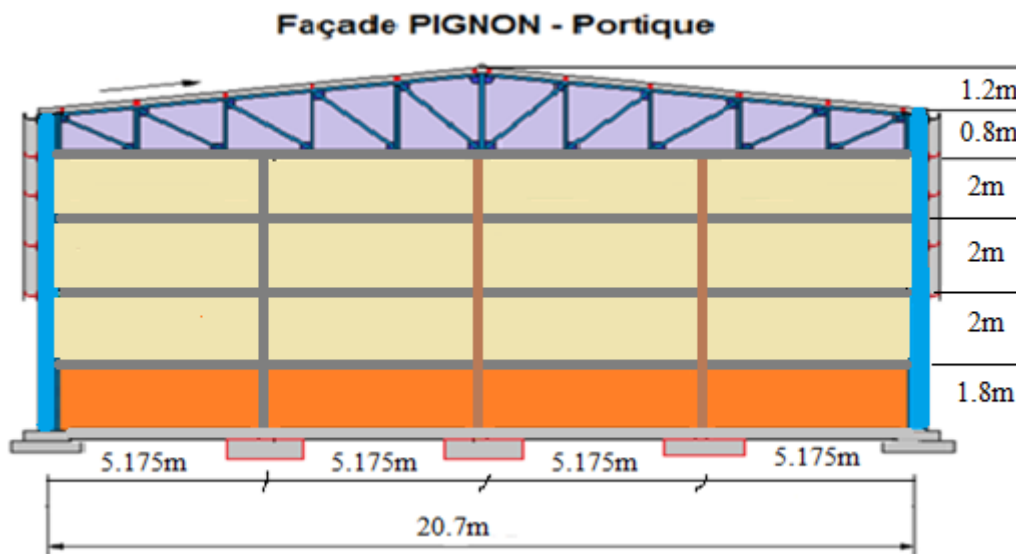


Figure III.17. Coupe longitudinale de la lisse de bardage au pignon.

1<sup>er</sup> cas : poutre sur deux appuis

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{(1.5 \times 96.8) \times 5.175^2}{8} = 486.068 \text{ daN.m}$$

2<sup>eme</sup> cas : poutre sur 3 appuis

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{(1.35 G) (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35 \times 56.9 \times (2.5875)^2}{8} = 64.286 \text{ daN.m}$$

**III.4.3.vérification a l'ELU :**

**III.4.3.1. Vérification de la section a la résistance :**

➤ **Classe de la section :**

$C/t_f = (b/2)/t_f = (73/2)/9 = 4.055 < 10$  .....Semelle de classe 1

➤ **Ame (fléchie) :**

$(c/t_f) \leq 10\varepsilon$  avec :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  ..... Ame de classe 1

Donc : La Section est de classe 1

**III.4.3.2.Vérification a la flexion bi-axiale :**

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) < 1.0$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales a l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Sections en **I** et **H** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n > 1$ .

Avec :  $n = N_{sd} / N_{pl, rd}$ .

**Caractéristique géométriques de l'IPE 140**

$I_y = 541 \text{ cm}^4$
$W_{el, y} = 77.3 \text{ cm}^3$
$W_{pl, y} = 88.3 \text{ cm}^3$
$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$
$W_{pl, z} = 19.3 \text{ cm}^3$
$W_{el, z} = 12.3 \text{ cm}^3$

$$M_{pl, y, rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.409 \text{ daNm.}$$

$$M_{pl, z, rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 412.318 \text{ daNm.}$$

Donc :

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right) = \left( \frac{486.068}{1886.409} \right)^2 + \left( \frac{64.286}{412.318} \right) = 0.223 < 1 \text{ ..... vérifiée}$$

**Remarque**

Dans notre cas, l'effort normal ( $N_{sd} = 0$ ) =>  $\beta = 1$ .

**III.4.3.3. Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

Pour IPE 140 :  $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$  et  $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = \frac{1.5 V \times L}{2} = \frac{1.5 \times 96.8 \times 5.175}{2} = 375.705 \text{ daN.m}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times (1.35G) \times \left(\frac{L}{2}\right) = 0.625 \times (1.35 \times 56.9) \times \left(\frac{5.175}{2}\right) = 124.224 \text{ daN.m}$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 9423.40 \text{ daN.}$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 10607 \text{ daN.}$$

$V_{z,sd} = 375.705 \text{ daN.m} < V_{pl,z,rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK.}$

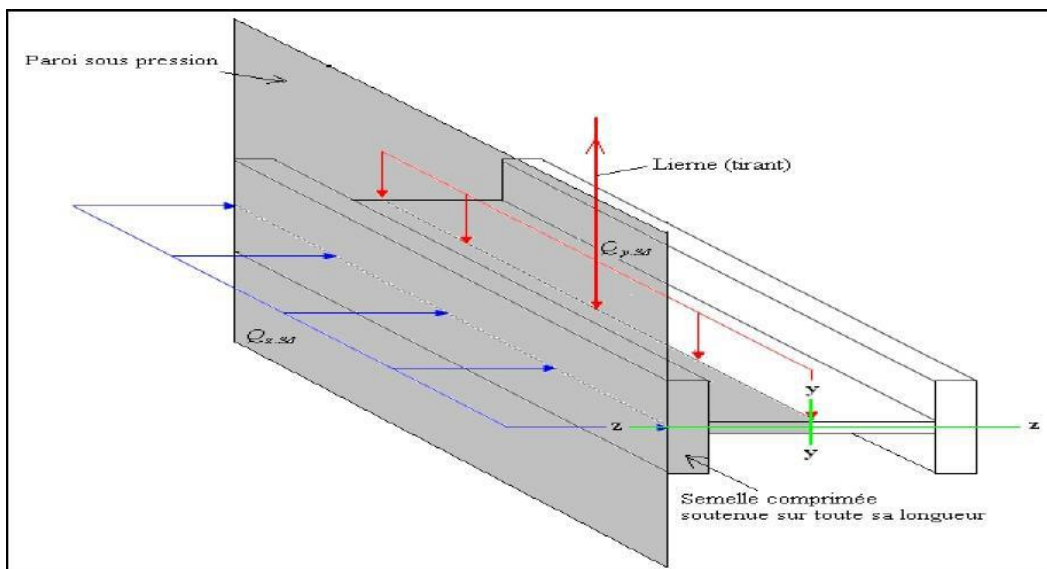
$V_{y,sd} = 124.224 \text{ daN.m} < V_{pl,y,rd} = 10607 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$

**III.4.3.4. Vérification de l'éléments au déversement:**

Déversement = flambement latéral de la partie comprimée + rotation de la section transversale .

➤ Pour la semelle comprimée :

Il n y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage .



**Figure.18.** Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur

**III.4.3.5. Vérification de la paroi en dépression :**

La semelle de droite qui est comprimée sous l'action du vent en dépression sur la paroi verticale est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

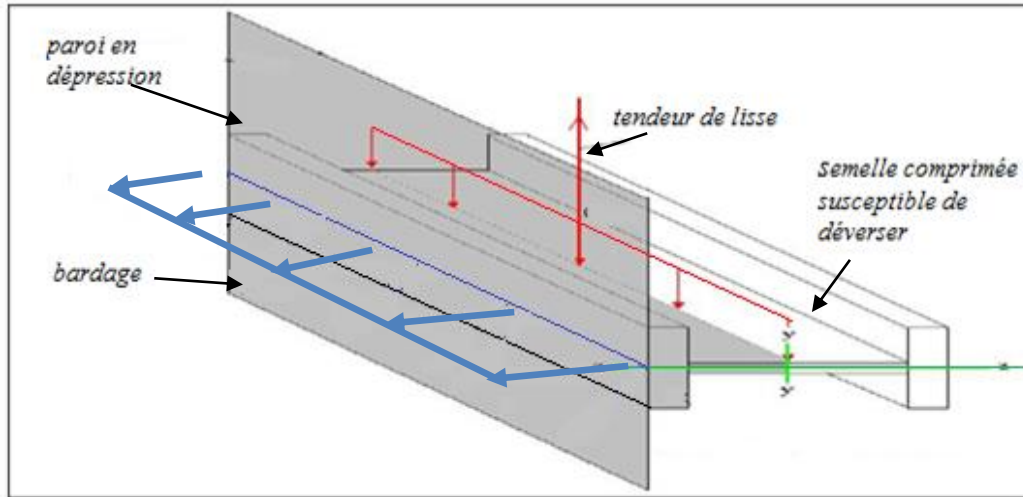


Figure.19. La paroi en dépression sur toute sa longueur

**III.4.3.5.1. La dépression engendrée par le vent :**

$V = -44 \text{ daN/m}^2$ . ( Zone B ..... Tableau II.4 / chapitre 2 )

$V = 44 \times 2 = 88 \text{ daN/ml}$

$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 \times 88 = 132 \text{ daN}$

$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 56.9 = 76.815 \text{ daN}$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{(132) \times 5.175^2}{8} = 441.88 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(76.815) \times 2.572^2}{8} = 63.518 \text{ daN.m}$$

$M_{b, rd} = \chi_{LT} \times M_{pl, y, rd}$  : sachant que le profilé est de classe 1 .

$\chi_{LT}$ : coefficient de réduction pour le deversement .

On lit sa valeur de tableau de  $\chi$  en fonction de l'elancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

**III.4.3.5.2. Calcul de l'elancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

Si la section est de classe 1 ou 2 :  $W_y = W_{pl, y}$

Si la section est de classe 3 :  $W_y = W_{el, y}$

Si la section est de classe 4 :  $W_y = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ .

**$M_{cr}$**  : moment critique de déversement élastique .

si  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  , il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement .

si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$  , il faut déterminer le coefficient de réduction  $X_{LT}$  à appliquer à la capacité plastique ou élastique de la section .

**III.4.3.5.3. Calcul du moment critique du déversement élastique  $M_{cr}$  :**

Pour une poutre à sections constantes et doublement symétriques en I et H

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

Les données géométriques de IPE 140

$I_t = 2.45 \text{ cm}^4$ : moment d'inertie de torsion
$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$ : facteur de gauchissement
$I_w = 1.98 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$ : moment d'inertie autour de l'axe z
$L = 5.175 \text{ m}$ : longueur de flambement latéral
$C_1 = 1.132$ : pour la charge uniformément répartie .

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.9}{517.5^2} \times \left[ \frac{1980}{44.9} + \frac{517.5^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.9} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 969.5197 \text{ daN.cm} = 9.695 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88.3 \times 23.5}{969.517}} = 1.462$$

Section laminée  $h/b = 14/7.3 = 1.917 < 2$  et  $T_f < 40\text{mm}$

Courbe de flambement (a) avec  $\alpha = 0.21$ .

On lit dans les tableaux de  $\chi$  ( voir annexe) la valeur de :  $X_{LT} = 0.3898$

$$\text{Donc: } M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.3898 \times 1886.409 = 735.323 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_y, sd}{M_{b,rd}} + \frac{M_z, sd}{M_{pl,z,rd}} = \frac{441.88}{735.323} + \frac{63.518}{412.318} = 0.76 < 1.00 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

**Conclusion**

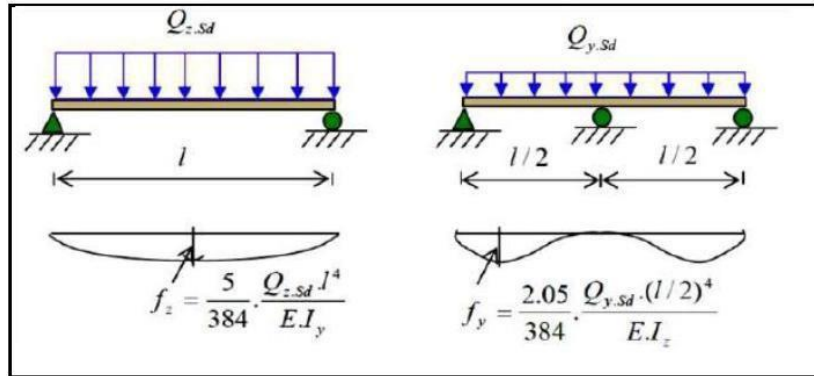
Le profilé choisi IPE 140 est juste vérifié au déversement.

Conclusion : le profilé IPE 140 est vérifié à l'état limite ultime.

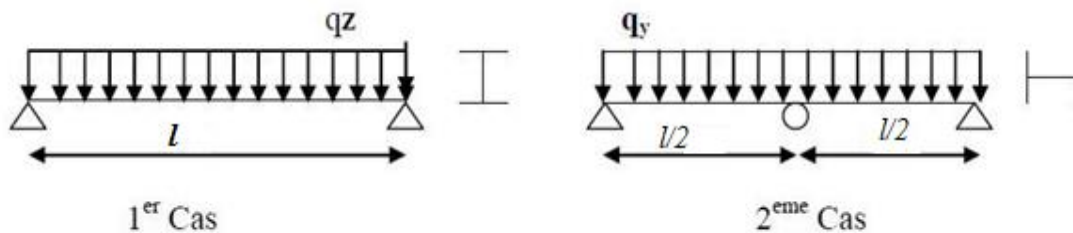
**III.4.4.Vérification a L'ELS**

**III.4.4.1.Vérification a la flèche**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service ( non pondérées :  $Q = G+V$



Condition de la vérification :  $f < f_{adm}$  avec:  $f_{adm} = l/200$ .



**III.4.4.2.Flèche verticale suivant (Z-Z) (sur deux appuis)**

$F_{adm} = L/200 = 517.5 / 200 = 2.587 \text{ cm.}$

$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{96.8 \times 517.5^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 0.795 \text{ cm}$

$F_z=0.795 \text{ cm} < f_{adm} = 2.587\text{cm}.....\text{condition vérifiée}$

**III.4.4.3.Flèche latérale suivant (Y-Y) (sur trois appuis):**

$F_{adm} = (l/2)/200 = 258.7/200 = 1.29 \text{ cm} .$

$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{l}{2})^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{56.9 \times 258.7^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.1442 \text{ cm}$

$F_y = 0.1442 \text{ cm} < F_{adm} = 1.29\text{cm}.....\text{condition vérifiée}$

**Conclusion**

La lisse de bardage en IPE 140 est vérifiée a la sécurité .

### III.5.1.CALCUL DES TENDEURS DE LISSE (FACE PIGNON)

#### III.5.1.1.Calcul de l'effort de traction dans le tendeur le plus sollicité

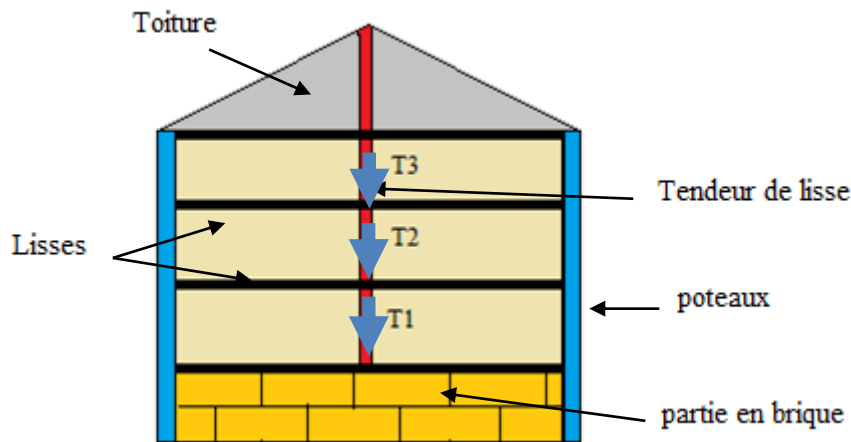


Figure III.20. La disposition des tendeurs de lisse sur le pignon.

$$R = 1.25 (1.35 \times G) \times (L/2) = 1.25 \times 1.35 \times 56.9 \times 2.5875 = 248.45 \text{ daN.}$$

➤ Effort de traction dans le tronçon L1

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{248.45}{2} = 124.224 \text{ daN.}$$

➤ Effort de traction dans le tronçon L2

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

$$T_2 = R + T_1 = 248.45 + 124.224 = 372.674 \text{ daN.}$$

➤ Effort de traction dans le tronçon L3

$$T_3 = R + T_2 = 248.45 + 372.674 = 621.124 \text{ daN}$$

#### III.5.1.2. Calcul de la section des tendeurs de lisse :

Le tronçon le plus sollicité est L3.

$T_3 = N_{sd} = 621.124 \text{ daN}$  (tension).

Les tendeurs de lisse travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, rd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{pl, rd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{621.124 \times 1.1}{2350} = 0.291 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0.291 \text{ cm}^2 \text{ avec : } A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \geq 0.291 \text{ cm}^2$$

$$\theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.291}{\pi}} = 0.608 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion**

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

**III.5.2. la facade long pan:**

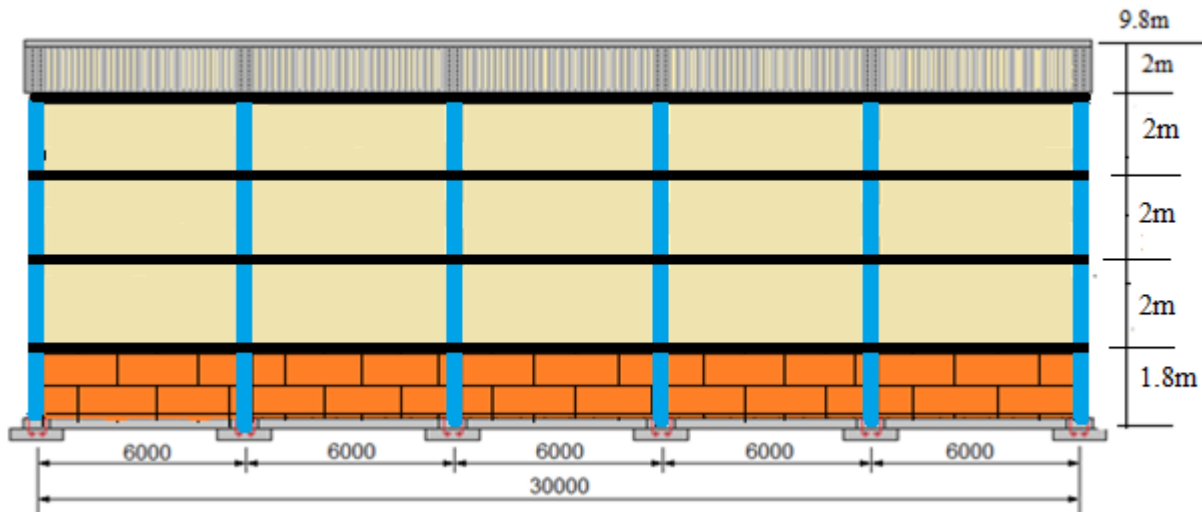


Figure III.21. Coupe longitudinal de la lisse de bardage au long pan.

1<sup>er</sup> cas : poutre sur deux appuis

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{(1.5 \times 96.8) \times 6^2}{8} = 653.4 \text{ daN.m}$$

2eme cas : poutre sur 3 appuis

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{(1.35 G) \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35 \times 56.9 \times (3)^2}{8} = 86.42 \text{ daN.m}$$

**III.5.3. vérification a l'ELU**

**III.5.3.1. Vérification de la section a la résistance :**

➤ Classe de la section

$$c/t_f = (b/2)/t_f = (73/2)/9 = 4.055 < 10 \dots\dots\dots \text{Semelle de classe 1}$$

➤ Ame (fléchie)

$$(c/t_f) \leq 10\varepsilon \text{ avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ame de classe 1}$$

Donc : La Section est de classe 1

**III.5.3.1.1 Vérification a la flexion bi-axiale :**

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}}\right) < 1.0$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales a l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Sections en **I** et **H** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n > 1$ .

Avec :  $n = N_{sd} / N_{pl, rd}$ .

Caractéristique géométriques de l'IPE 140

$I_y = 541 \text{ cm}^4$
$W_{el, y} = 77.3 \text{ cm}^3$
$W_{pl, y} = 88.3 \text{ cm}^3$
$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$
$W_{pl, z} = 19.3 \text{ cm}^3$
$W_{el, z} = 12.3 \text{ cm}^3$

$$M_{pl, y, rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{1886.409 \text{ daNm.}}$$

$$M_{pl, z, rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{412.318 \text{ daNm.}}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}}\right) = \left(\frac{653.4}{1886.409}\right)^2 + \left(\frac{86.42}{412.318}\right) = 0.3295 < 1 \dots\dots\dots \mathbf{vérifiée}$$

➤ Remarque

Dans notre cas, l'effort normal ( $N_{sd} = 0$ ) =>  $\beta = 1$ .

**III.5.3.2. Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

Pour IPE 120 :  $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$  et  $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^3$

$$V_{z, sd} = \frac{1.5 V \times L}{2} = \frac{1.5 \times 96.8 \times 6}{2} = \mathbf{435.6 \text{ daN.m}}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 \times (1.35G) \times \left(\frac{L}{2}\right) = 0.625 \times (1.35 \times 56.9) \times \left(\frac{6}{2}\right) = \mathbf{144.028 \text{ daN.m}}$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \mathbf{9423.40 \text{ daN.}}$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 10607 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 435.6 \text{ daN.m} < V_{pl,z,rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_{y,sd} = 144.028 \text{ daN.m} < V_{pl,y,rd} = 10607 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**III.5.3.3. Vérification de l'éléments au déversement :**

Déversement = flambement latéral de la partie comprimée + rotation de la section transversale .

➤ **Pour la semelle comprimée :**

Il n y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage .

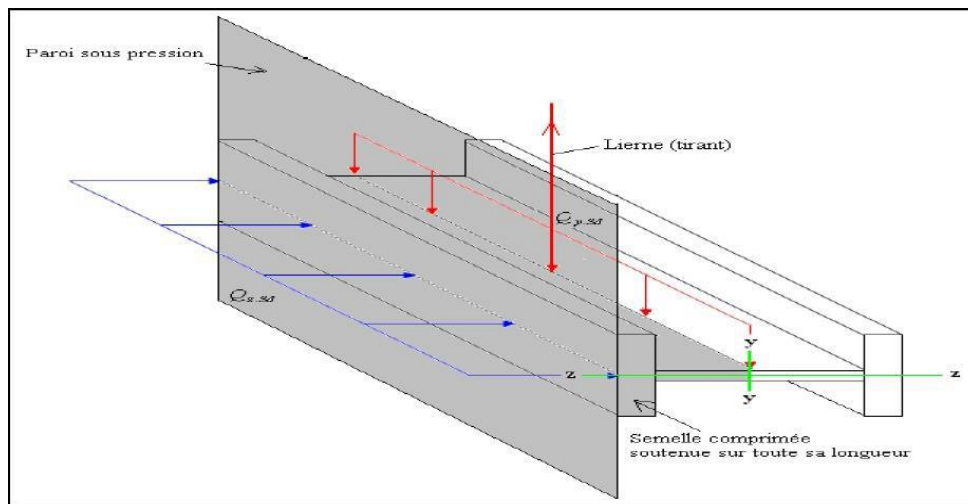


Figure III.22. Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

**III.5.3.4. Vérification de la paroi en dépression :**

La semelle de droite qui est comprimée sous l'action du vent en dépression sur la paroi verticale est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

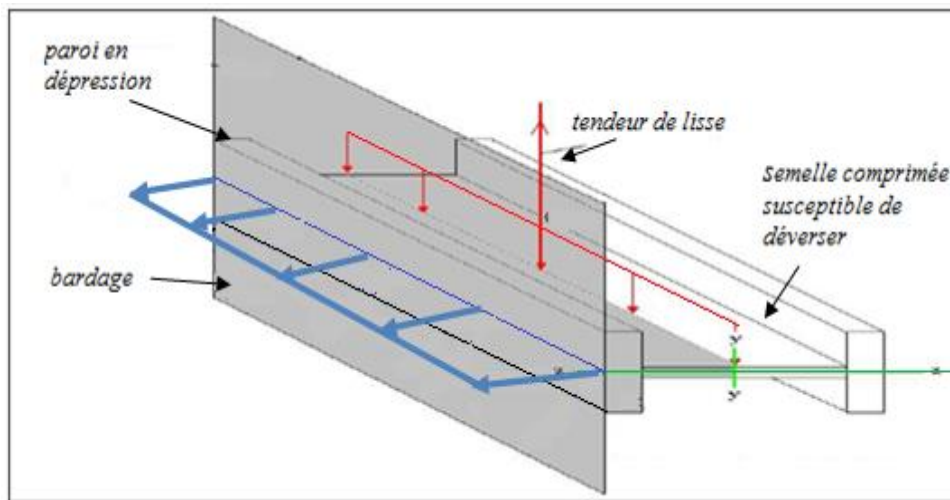


Figure III.23. La paroi en dépression sur toute sa longueur.

➤ La dépression engendrée par le vent :

$V = -44 \text{ daN/m}^2$ . ( Zone B ..... Tableau II.4 / chapitre 2 )

$V = 44 \times 2 = 88 \text{ daN/ml}$ .

$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 88 = 132 \text{ daN}$ .

$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 56.9 = 76.815 \text{ daN}$ .

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{(132) \times 6^2}{8} = 594 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{(76.815) \times 3^2}{8} = 86.416 \text{ daN.m}$$

$M_{b,rd} = XLT \times M_{pl,y,rd}$  : sachant que le profilé est de classe 1 .

$XLT$  : coefficient de réduction pour le déversement .

On lit sa valeur de tableau de  $X$  en fonction de l'elancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$

➤ Calcul de l'elancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

Si la section est de classe 1 ou 2 :  $W_y = W_{pl,y}$

Si la section est de classe 3 :  $W_y = W_{el,y}$

Si la section est de classe 4 :  $W_y = W_{eff,y} / W_{pl,y}$  .

$M_{cr}$  : moment critique de déversement élastique .

si  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  , il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement .

si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ , il faut déterminer le coefficient de réduction  $X_{LT}$  à appliquer à la capacité plastique ou élastique de la section.

➤ Calcul du moment critique du déversement élastique  $M_{cr}$  :

Pour une poutre à sections constantes et doublement symétriques en I et H

$$M_{cr} = C_l \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Les données géométriques : pour IPE 140

$I_t = 2.45 \text{ cm}^4$ : moment d'inertie de torsion
$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$ : facteur de gauchissement
$I_w = 1.98 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$ : moment d'inertie autour de l'axe z
$L = 6 \text{ m}$ : longueur de flambement latéral
$C_l = 1.132$ : pour la charge uniformément répartie.

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.9}{600^2} \times \left[ \frac{1980}{44.9} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.9} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 833.608 \text{ daN.cm} = \mathbf{8.336 \text{ daN.m}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88.3 \times 23.5}{833.608}} = \mathbf{1.57}$$

Section laminée  $h/b = 14/7.3 = 1.917 < 2$  et  $T_f < 40\text{mm}$

Courbe de flambement (a) avec  $\alpha = 0.21$ .

On lit dans les tableaux de ksi (voir annexe) la valeur de :  $X_{LT} = \mathbf{0.3444}$

Donc  $M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.3444 \times 1886.409 = \mathbf{649.67 \text{ daN.m}}$ .

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} = \frac{594}{649.67} + \frac{86.416}{412.318} = 1.09 \approx 1.00 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

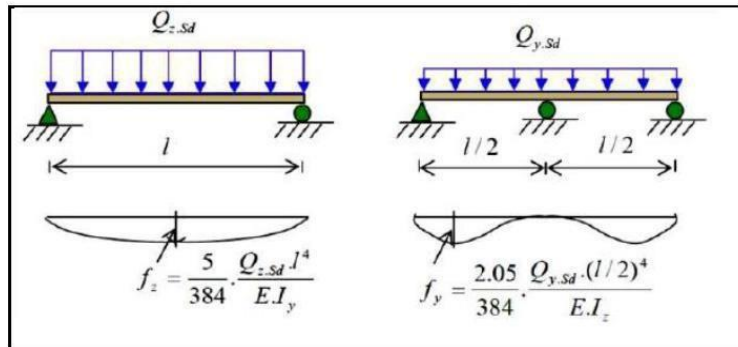
**Conclusion**

Le profilé choisi IPE 140 est juste vérifié au déversement, pour des raisons de sécurité on opte pour un profilé en IPE160.

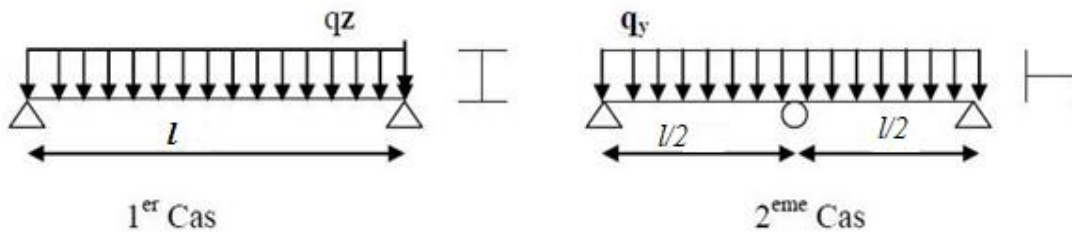
**III.5.4. Vérification à L'ELS**

**III.5.4.1. Vérification à la flèche**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service ( non pondérées :  $Q = G+V$



Condition de la vérification :  $f < f_{adm}$  avec:  $f_{adm} = l/200$ .



➤ PREMIER CAS : Flèche verticale suivant (Z-Z) (sur deux appuis)

$$F_{adm} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ cm.}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{96.8 \times 600^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 1.437 \text{ cm}$$

$F_z = 1.437 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ 2eme CAS : Flèche latérale suivant (Y-Y) (sur trois appuis):

$$F_{adm} = (l/2)/200 = 300/200 = 1.5 \text{ cm.}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{56.9 \times 300^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.260 \text{ cm}$$

$F_y = 0.260 \text{ cm} < F_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Conclusion**

La lisse de bardage en IPE 140 est vérifiée à la sécurité .

**III.6. TENDEURS DE LISSE DU LONG PAN**

III.6.1. Calcul de l'effort de traction dans le tendeur le Plus Sollicité

La Réaction R au niveau du tendeur :

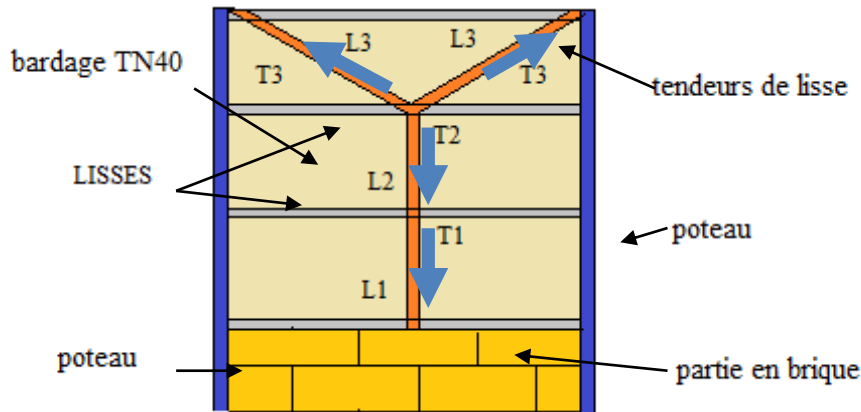


Figure III.24. La disposition des liernes sur le long pan.

$$R = 1.25 (1.35 \times G) \times (L/2) = 1.25 \times 1.35 \times 56.9 \times 3 = 288.06 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{288.06}{2} = 144.03 \text{ daN.}$$

- Effort de traction dans le tronçon L2

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

$$T_2 = R + T_1 = 288.06 + 144.03 = 432.09 \text{ daN.}$$

- Effort dans les diagonales L3

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

Avec :

$$\theta = \arctg \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{432.09}{2 \sin(33.69^\circ)} = 389.4543 \text{ daN.}$$

**III.6.2 Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L2.

$T_2 = N_{sd} = 432.09 \text{ daN}$  (tension).

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

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{pl,rd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{432.09 \times 1.1}{2350} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0.21 \text{ cm}^2 \text{ avec : } A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.21}{\pi}} = 0.51 \text{ cm}$$

**Conclusion**

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

**III.7.CALCUL DES POTELETS**

**III.7.1 Introduction :**

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou en H destinés a rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent.

Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et la hauteur de la construction.

Et ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

Comme ils travaillent a la flexion sous l'effet du vent provenant du bardage des lisses, et a la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne a la flexion composé.

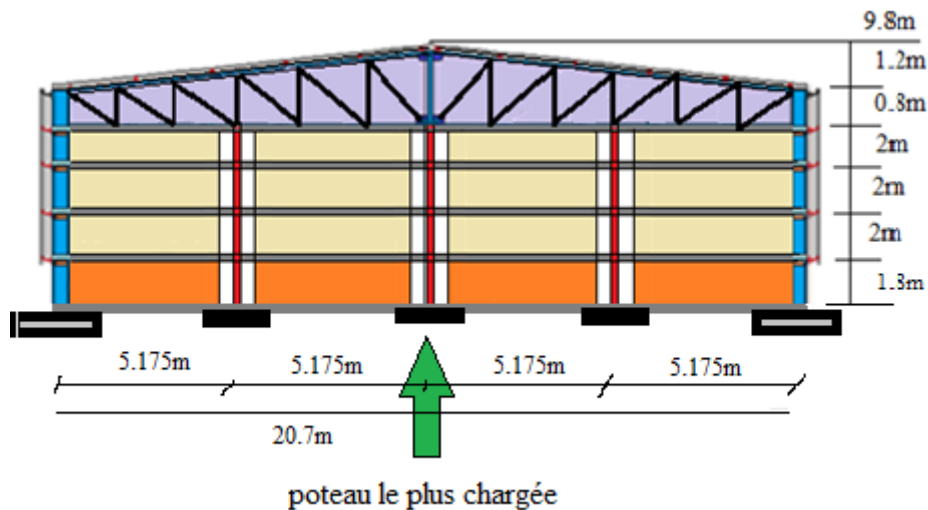


Figure III.25. Schéma statique du potelet au pignon

**III.7.2.Dimensionnement des potelets :**

**III.7.2.1.Action et sollicitations**

- Poids propre du bardage ..... 12 daN/m<sup>2</sup>.
- Poids propre des lisses IPE 140 .....12.9 daN/m<sup>2</sup>.
- Accessoires de pose ..... 5 daN/ml.

- isolants .....5 daN/ml.
- longueur de la lisse .....5.175 m.
- nombre de lisses .....4 lisses.
- la pression engendré par le vent :  $V= 48.4 \text{ daN/m}^2$  (paroi D..... chapitre II.....tableau II.6).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- la hauteur du potelet :  $H = 7.8\text{m}$ .
- l'entre axe des potelets :  $5.175\text{m}$ .
- la surface tributaire revenant au potelet le plus chargé :  $7.8 \times 5.175 = 40.365\text{m}^2$ .

III.7.2.2.La charge permanente G

$$G = (12.9 \times 5.175 \times 4) + (12+5+5) \times 7.8 \times 5.175 = 1155.06 \text{ daN}.$$

III.7.2.3.Surcharge climatiques V : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent =  $48.4 \text{ daN/m}^2$

$$V = 48.4 \times 5.175 = 252.54 \text{ daN/ml}.$$

➤ Dimensionnement du potelet a L'ELS

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondéré.

$$V = 252.54 \text{ daN/ml}.$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$L = 7.8\text{m}$  : longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu) :

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 252.54 \times 10^{-2} \times 780^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1486.152 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1486.152 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspond a un profilé IPE 200 : avec  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$ .

Tableau III.2.Caractéristiques géométriques de L'IPE 200 :

IPE 200	Dimensions							
	p	A	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	22.4	28.5 cm <sup>2</sup>	20 cm	10cm	0.56 cm	0.85 cm	8.26 cm <sup>4</sup>	2.24 cm <sup>4</sup>
	kg/m							

$$\Rightarrow G = 1155.06 + 22.4 \times 7.8 = 1329.78 \text{ daN}.$$

III.7.3.Vérification a L'ELU

III.7.3.1.Vérification de la section a la résistance

✚ Vérification à la flexion composée

$$\text{si } N_{sd} \leq \min(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}})$$

- il n'y a pas de réduction du moment de résistance plastique .

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1329.78 = 1795.203 \text{ daN.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{22.4 \times 2350}{1.1} = 47854.54 \text{ daN.}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 580.36 = 11963.64 \text{ daN.}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 11.5 \times \left(\frac{23.5}{1.1}\right) = 12284.09 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 1795.203 \text{ daN} < \min(11963.64 ; 12284.09) = 11963.64 \text{ daN.}$$

⇒ Il n'y a pas de réduction du moment de résistance plastique .

$$M_{y,sd} < M_{cy,Rd}$$

**III.7.3.2. Classe de la section :**

✚ Classe de la semelle : ( semelle comprimée )

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(100 - 5.6 - 2 \times 12)/2}{8.5} = 4.14 < 9\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 235$$

⇒ La semelle est de classe 1 .

✚ Classe de l'ame : ( flexion composée )

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ et } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{1795.203}{0.56 \times 2350} = 1.364$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) = \frac{1}{15.9} \left( \frac{15.9 + 1.364}{2} \right) = 0.217 \leq 1$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{15.9}{0.56} = 28.40 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.217 - 1)} = 217.46$$

⇒ Section de classe 1.

**III.7.3.3. Vérification de la section a la résistance:**

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$M_{y,sd} < M_{Ny,Rd}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{Pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$N_{sd} = 1795.203 \text{ daN.}$$

$$V = 48.4 \times 5.175 = 252.54 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 252.54 \times 7.8^2}{8} = 2880.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 4721.3636 \text{ daN.m}$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$\frac{A_w}{A} = \frac{11.5}{28.5} = 0.40$$

$$a = \min(0.40; 0.5) = 0.40$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1795.203}{47854.54} = 0.038$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{Pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] = 4721.36 \times \left[ \frac{1-0.038}{1-0.5 \times 0.40} \right] = 5677.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 2880.85 \text{ daN.m} < M_{Ny,Rd} = 5677.44 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**III.7.3.4. vérification de l'élément aux instabilités avec risque de déversement**

➤ Vérification par rapport a l'axe fort (yy):

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

➤ Vérification par rapport a l'axe faible (zz):

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :  $N_{sd} = 1795.203 \text{ daN}$  ;  $M_{y,sd} = 2880.85 \text{ daN.m}$

✚ Calcul des coefficients d'interactions  $K_{ij}$ :

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda} - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right); C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.95 > 0.4$$

$$k_{zy} = \max \left( 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right)$$

✚ Flambement par rapport a l'axe fort (yy):

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1 \times 780}{8.26} = \mathbf{94.430} \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{94.430}{93.9} = \mathbf{1.005}$$

✚ Courbe de flambement :

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2$$

Axe de flambement  $y-y \rightarrow$  courbe de flambement (a) :  $\alpha = 0.21$

$$\bar{\lambda}_y = 1.00 \rightarrow X_y = 0.6656 \text{ (tableau de X)}$$

$$N_{by,Rd} = X_y N_{pl,Rd} = 0.6656 \times 47854.54 = 31851.981 \text{ daN} = 318.519 \text{ KN} .$$

✚ Flambement par rapport a l'axe faible (zz) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{2.24} = \mathbf{89.285} \quad ; \quad l_z = 2m \text{ (entre axe des lisses)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{89.285}{93.9} = \mathbf{0.950}$$

✚ Courbe de flambement:

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2$$

axe de flambement  $z-z \rightarrow$  courbe de flambement (b) :  $\beta = 0.34$

$$\bar{\lambda}_z = 0.950 \rightarrow X_z = 0.6290 \text{ (tableau de X)}$$

$$N_{bz,Rd} = X_z N_{pl,Rd} = 0.6290 \times 47854.54 = \mathbf{32014.69 \text{ daN}} = \mathbf{320.469 \text{ KN}} .$$

$C_{my}$  et  $C_{mLT}$  sont des facteurs de moments equivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux

✚ Charge uniformément répartie:

$$C_{my} = C_{mLT} = 0.95$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0.95 \left( 1 + [1.00 - 0.2] \frac{1795.203}{31851.981} \right); 0.95 \left( 1 + 0.8 \frac{1795.203}{31851.981} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0.992, 0.992] = \mathbf{0.992}$$

$$k_{zy} = \max \left( 1 - \frac{0.1 \times 0.95}{0.95 - 0.25} \times \frac{1795.203}{32014.69}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{1795.203}{32014.69} \right)$$

$$k_{zy} = \max[0.995; 0.991] = \mathbf{0.995}$$

✚ Calcul de l'élancement réduit vis à vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec : } \lambda_1 = \mathbf{93.9}$$

$\beta_w = 1$  : pour les sections de classe 1 et 2.

$\bar{\lambda}_{LT}$  : élancement de l'élément vis – a – vis du déversement .

Pour les profilés laminés en I et H :

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right) \right]^{0.25}} = \frac{200 / 2.24}{1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} + \left( \frac{200 / 2.24}{20 / 0.85} \right) \right]^{0.25}} = \mathbf{78}$$

Moments aux extrémités du tronçon de 2m .

On prend :  $C_1 \approx 1$  : poutre à simple appuiee .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{78}{93.9} = \mathbf{0.83}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.83 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement .

✚ Courbe de déversement

Le choix des courbes de déversement :

$h/b = 200/100 = 2 \Rightarrow$  courbe de déversement a ;  $\alpha = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.83 \rightarrow X_y = 0.7781 \text{ ( tableau de X )}$$

$$M_{bz,Rd} = X_z M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times 2350}{1.1} = \mathbf{4712.81 daNm.}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} M_{pl,Rd} = 0.7781 \times 4712.81 = \mathbf{3667.04 daNm.}$$

**III.7.3.5. Les vérifications**

➤ Vérification par rapport à l'axe fort (yy):

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{1795.203}{31851.981} + 0.992 \frac{2880.85}{3667.04} = \mathbf{0.835} < 1 \dots\dots\dots \mathbf{ok}$$

➤ Vérification par rapport à l'axe faible (zz):


$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{1795.203}{32014.69} + 0.995 \frac{2880.85}{3667.04} = \mathbf{0.837} < 1 \dots\dots\dots \mathbf{ok}$$

Donc IPE 200 convient comme potelets de notre salle de sport .

**Conclusion :**

Après calcul on a opté pour les profilés suivants :

<i>Les éléments :</i>	<i>Les profilés :</i>
<i>Les pannes</i>	<i>IPE 120</i>
<i>Les lisses du pignon</i>	<i>IPE 140</i>
<i>Les lisses du long-pan</i>	<i>IPE 160</i>
<i>Les potelets</i>	<i>IPE 200</i>



***Chapitre IV :***  
*Calcul des*  
*contreventements*

**IV.1.Introduction :**

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc.

Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : Palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

Ils sont destinés pour un bon cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

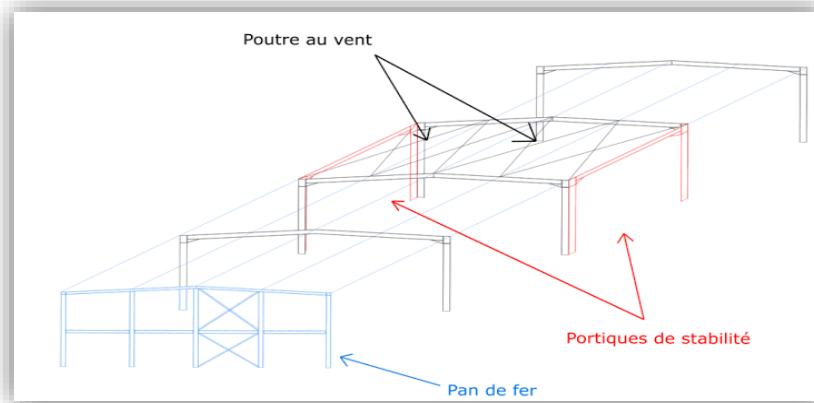


Figure IV.1. Légende des contreventements

**IV.2.Répartition de l'effort du vent sur la poutre au vent :**

Les données géométriques :

- Zone du vent 1 :  $Q_{ref} = 37.5$
- $C_d = 1$
- $b=20.7m$  ;  $d=30m$  ; pente de toiture  $\alpha=06.62^\circ$ .

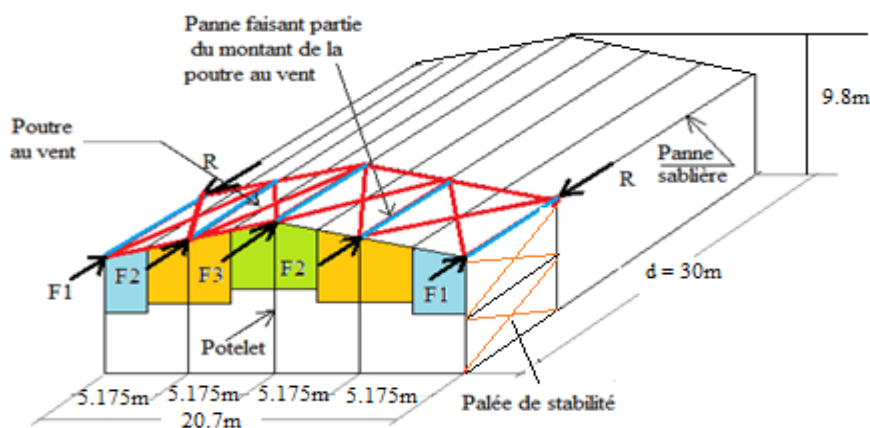


Figure IV.2.la disposition des forces sur la poutre au vent

**IV.2.1. Evaluation des efforts horizontaux :**

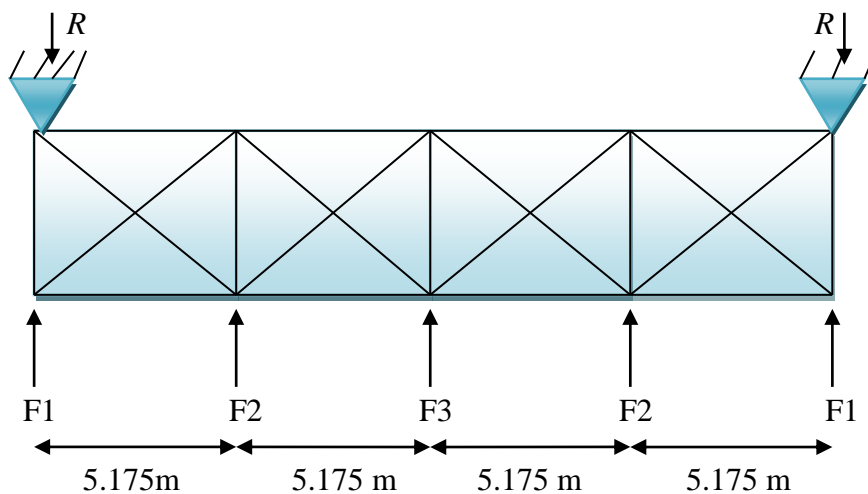


Figure IV.3. Poutre au vent

D'après l'étude au vent, on a constaté les valeurs de « CPE » et « CPI » ainsi que la valeur de  $V=W(Z)$ .



Donc : la somme vectorielle des coefficients de pression :

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = (C_{pe_D} - C_{pi}) + (C_{pe_E} + C_{pi}) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

➤ la valeur de pression dynamique de pointe : (voir le Chapitre II)

$$Q_p(z) = Q_{ref} \times C_e = 37.5 \times 1.173 = 44 \text{ daN/m}^2.$$

$$V = W(z) = Q_p(z) \sum (C_{pe} - C_{pi}) = 44 \times 1.1 = 48.4 \text{ daN/m}^2.$$

➤ D'après les vérifications (voir le chapitre II), on a trouvé :

$$S_2 + S_1 = 546.584 \text{ m}^2 < 4S_3 = 695.570 \text{ m}^2.$$

Ce qui nous confirme que la force de frottement est négligeable .

**IV.2.2. Evaluation des efforts horizontaux en tete des potelets :**

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left( 48.4 \times \frac{8.6}{2} \times \frac{20.7}{8} \right) + 0 = 538.511 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 48.4 \times \frac{9.2}{2} \times \frac{20.7}{4} \right) + 0 = 1152.162 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 48.4 \times \frac{9.8}{2} \times \frac{20.7}{4} \right) + 0 = 1227.303 \text{ daN}$$

### IV.2.3. Effort de traction dans les diagonales :

On travaille qu'avec les diagonales tendues, et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, elles tendent à flamber sous de faibles efforts, suivant le sens du vent ( paroi D ou paroi E).

Le contreventement du versant est une poutre en treillis supposée horizontale .

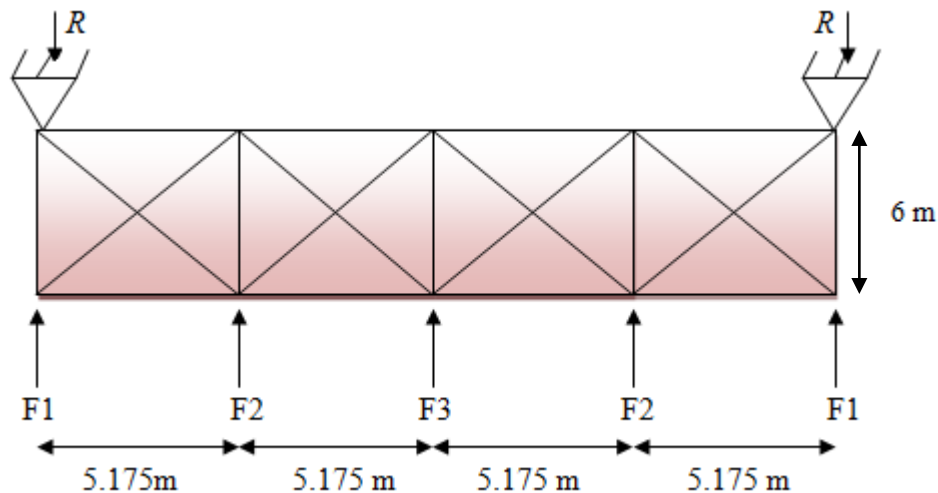


Figure IV.4. Poutre au vent.

On utilisant la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales les plus sollicitées est donné comme suit :

$$F_d \cos \theta + F_1 = R$$

$$\text{avec } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 538.511 + 2 \times 1152.162 + 1227.303}{2} = 2304.324 \text{ daN}$$

$$\text{tng } \theta = \frac{5.175}{6} = 0.8625 \rightarrow \theta = \text{arctg} \frac{5.175}{6} = 40.77^\circ$$

$$\text{Donc: } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2304.324 - 538.511}{\cos(40.77)} = 2331.607 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 2331.607 = 2797.92 \text{ daN} .$$

### IV.2.4. Section de la diagonale :

On doit calculer la section brute  $A$  :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2797.92 \times 1.1}{2350} = 1.31 \text{ cm}^2 = 131 \text{ mm}^2$$

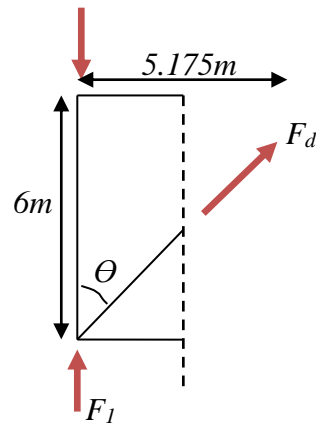
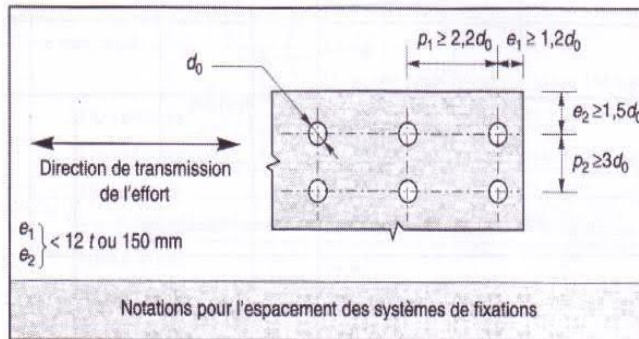


Figure IV.5. Notations pour les espacements.

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité on opte pour une cornière isolée de L55×55×5 avec un boulon de 14mm et un trous de 15mm.

➤ Calcul de  $A_{net}$  :

Soit une cornière L55×55×5 ( $A = 5.32 \text{ cm}^2$ ).

$$A_{net} = 5.32 - 0.5 \times 1.5 = 4.57 \text{ cm}^2.$$

IV.2.5. Vérification a la résistance de la section

Pour une attache avec deux boulons ou plus ,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $\beta$  est le coefficient minorateur donné en fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous.

Tableau IV.1. Coefficient minorateur  $\beta_2$  et  $\beta_3$

Entraxe $p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0.5	0.7

Pour attache de 3 boulons et plus :  $p_1 = 100 \text{ mm}$  ;  $e_1 = 25 \text{ mm}$ .

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5 d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm}$ . ( sachant que  $d_0 = 15$  : diametre des trous (14+1)).

Donc :  $\beta = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 4.57 \times 360}{1.25} = 92131.2 \text{ N} = 9213.12 \text{ daN}.$$

$$N_{sd} = 2797.92 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 9213.12 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Conclusion :**

la cornière isolée de L55x55x5 avec boulons de 14mm et trous de 15mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent .

**IV.3.calcul de la palée de stabilité en long pan :**

les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants ( poutre au vent ) .on fait travailler que les diagonales tendues .

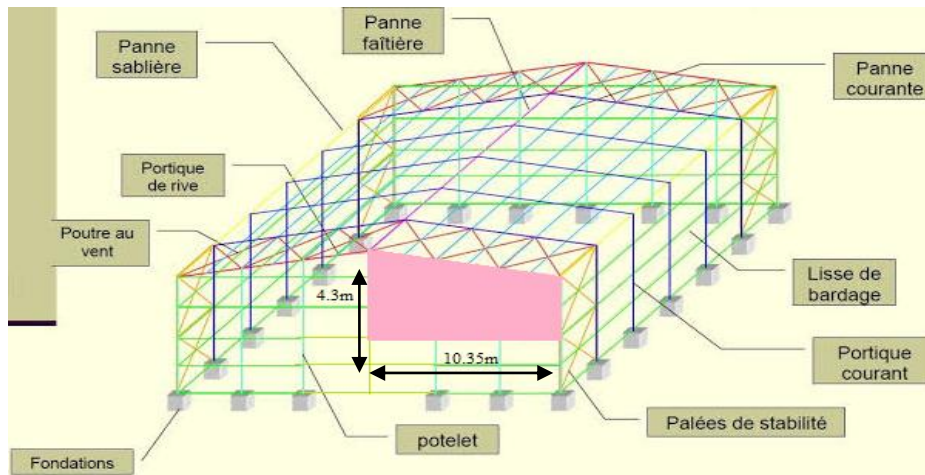


Figure IV.6. Palée de stabilité en long pan

$$P=W(z).S$$

$$W(z) = Qp(z) \times \sum(Cpe - Cpi)$$

➤ La somme vectorielle des coefficients de pression :

$$\sum(Cpe - Cpi) = CpeD + (CpiD - CpiE) + CpeE$$

$$\sum(Cpe - Cpi) = 0.8 + (+0.3 - 0.3) + 0.3 = 1.1$$

➤ Donc la valeur de la pression dynamique de pointe :

$$W(z) = 48.4 \text{ daN/m}^2$$

**IV.3.1.Calcul de la surface :**

$$S = (4.3 \times 10.35) + ((1.2 \times 10.35) / 2) = 50.715 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } P = W(z).S = 48.4 \times 50.175 = 2454.606 \text{ daN.}$$

**IV.3.2. En utilisant la methode des coupures :**

➤  $N_1 \times \cos \beta = P_1$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{8.6}{6} = 1.433 \rightarrow \beta = \operatorname{arctg}(1.433) = 55.10$$

$$N_1 = \frac{P_1}{\cos \beta} = \frac{2454.606}{\cos(55.10)} = 4290.175 \text{ daN.}$$

➤  $N_2 \times \cos \beta = P_1 + P_2$  ( avec  $P_1 = P_2$  ).

$$N_2 = \frac{P_1 + P_2}{\cos \beta}$$

$$N_2 = \frac{2454.606 + 2454.606}{\cos(55.10)} = 8580.350 \text{ daN}$$

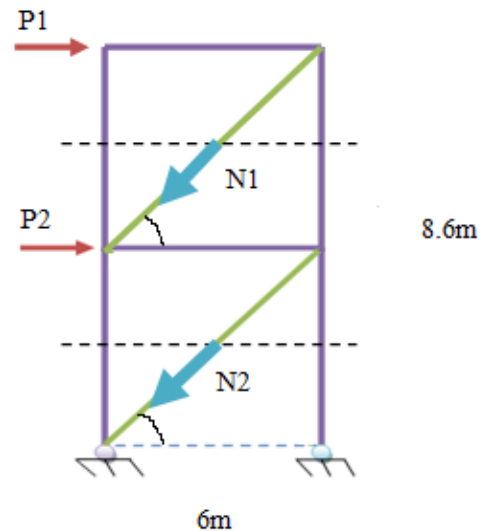


figure IV.7. Section de la diagonale

**IV.3.3. Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_1 \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_1 = 1.5N = 1.5 \times 4290.175 = 6435.2625 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_1 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{6435.2625 \times 1.1}{2350} = 3.012 \text{ cm}^2$$

$$N_2 \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_2 = 1.5N = 1.5 \times 8580.350 = 12870.525 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{12870.525 \times 1.1}{2350} = 6.0245 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité on opte pour une corniere isolée de L65×65×6 avec un boulon de 14mm trou de 15mm .

➤ Calcul de  $A_{net}$  :

Soit une cornière L65×65×6 (  $A = 7.53 \text{ cm}^2$  ).

$$A_{net} = 7.53 - 0.6 \times 1.5 = 6.63 \text{ cm}^2.$$

**IV.3.4. Vérification a la résistance ultime de la section :**

Pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Pour attache de 3 boulons et plus :  $p_1=100mm$  ;  $e_1 = 25mm$ .

$P_1 = 100mm > 5 d_0 = 5 \times 15 = 75mm$ . ( sachant que  $d_0 = 15$  : diametre des trous (14+1)).

Donc :  $\beta = 0.7$

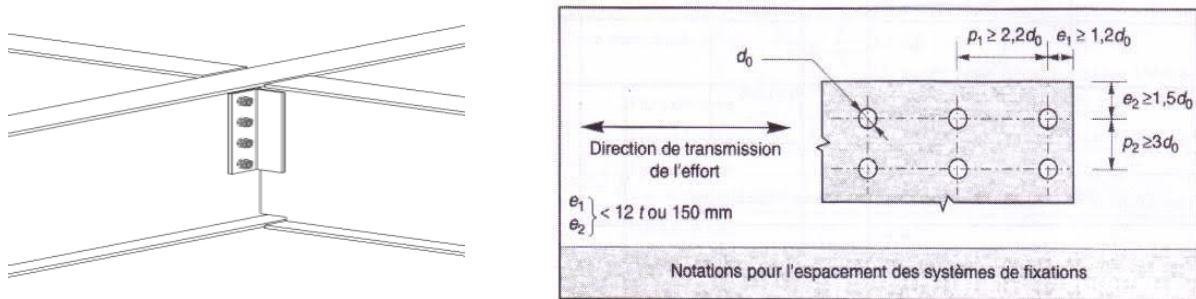


Figure IV.8. Notations pour les espacements.

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 663 \times 360}{1.25} = 133660.8N = 13366.08 daN.$$

$N_2 = 12870.525 daN < N_{u,Rd} = 13366.08daN \dots \dots \dots$  **vérifiée**

**Conclusion :**

Donc apres les deux vérifications a la resistance ultime , on trouve qu'une corniere isolée de L65x65x6 avec boulons de 14mm et trou de 15mm convient a 100% comme barres de contreventements de la palée de stabilité au long pan.

***Chapitre V :***

*Etude des fermes*

**V.1.Introduction :**

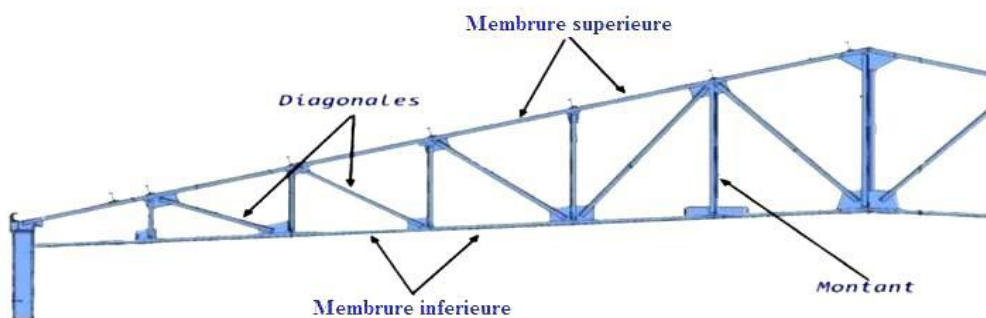
Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de :

- 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.

**V.1.2.Hypothèse de calcul:**

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. L'allongement des barres sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).



**Figure V.1.** Les composants de la ferme.

L'étude se fait selon Les combinaisons les plus défavorables suivantes:

- Cas de soulèvement :  $G + 1.5V$ .
- Cas de la neige seule:  $1.35G + 1.5N$ .

**Le schéma statique de la ferme à étudier :**

Notre ouvrage est constitué d'une toiture à (2) versants, donc on aura (01) fermes de longueur de **20.7m**.

Par symétrie :

On se contentera d'étudier une seule partie de longueur de **10.35m** avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par un versant de toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant :

Avec :  $l$  : la longueur de la ferme ( $l=20.70m$ )

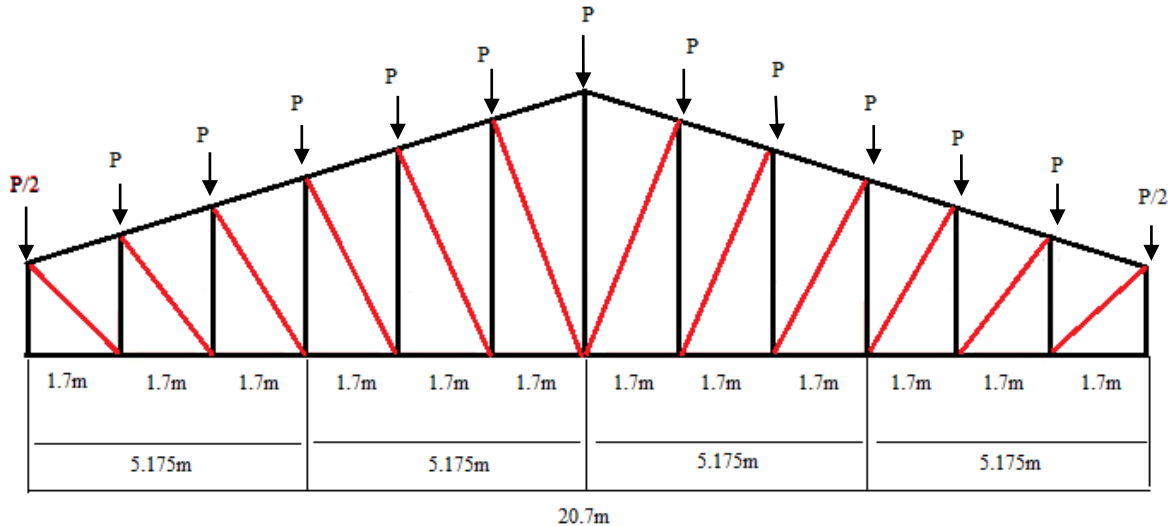


Figure. V.2. : Schéma statique de la ferme.

**V.2. Déterminations des charges et surcharges agissantes sur la ferme :**

**V.2.1.charges permanentes :**

Couverture (TN40).....	17.0 daN/m <sup>2</sup>
Pannes (IPE 120).....	10.4 Kg/ml = 5.2 daN/m <sup>2</sup>
Ferme (Poids forfaitaire) .....	18 daN/m <sup>2</sup>
Contreventements .....	4 daN/m <sup>2</sup>

**V.2.2.Surcharge climatique :**

V.2.2.1.Surcharge de neige : (par projection horizontale)

$N_s = S = 64 \text{ daN/m}^2$

V.2.2.2.Surcharge du vent : (perpendiculaire au versant)

Résultat du vent : (voir chapitre II. Tableau II.4)

Tableau V.1. Pression aérodynamique du vent (Direction du vent  $\Theta=0$ ) avec pression intérieure de +0.2.

Versant de toiture (Grand face «au vent»)			
Zone	$C_{qe}$	$C_{qi}$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	-1.5852	+0.2	-78.548
G	-1.1352	+0.2	-58.7488
H	-0.5514	+0.2	-33.0616
I	-0.5676	+0.2	-33.7744
J	-0.6648	+0.2	-38.0512

✚ L'entraxe du portique est de 6m.

$$W(z)[\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}_{\text{portique}} = W(z)[\text{daN/ml}]$$

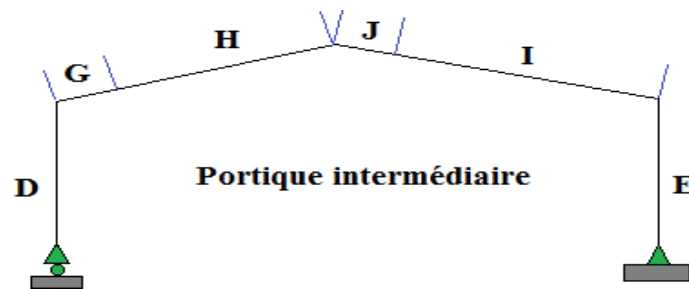


Figure V.3. Zones de vent agissant sur le portique

$$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 9.8) = 19.6\text{m}$$

DONC :  $e = 19.6\text{m}$

$$e/10 = 1.96\text{m}$$

**Remarque :**

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

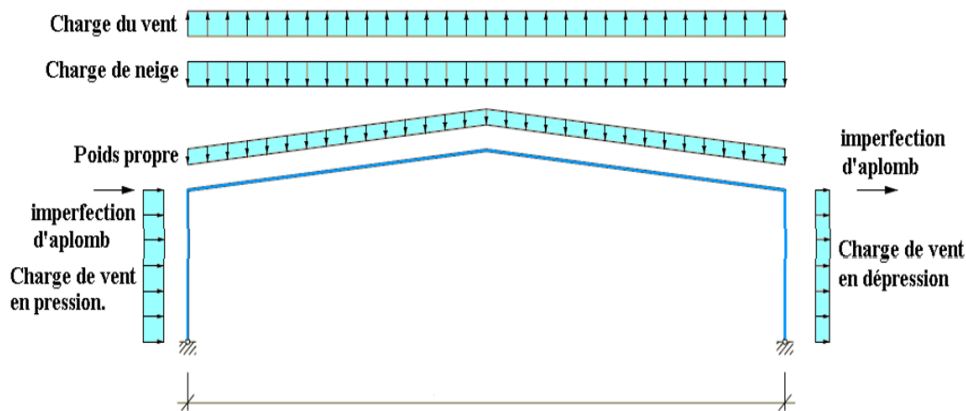


Figure V.4. La répartition des charges

**V.2.2.3. Charge Equivalente du vent :**

$$W = \frac{58.7488 \times 1.96}{20.7} + \frac{33.0616 \times 8.39}{20.7} + \frac{38.0512 \times 1.96}{20.7} + \frac{33.7744 \times 8.39}{20.7}$$

$$= 36.25 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} \text{ par versant}$$

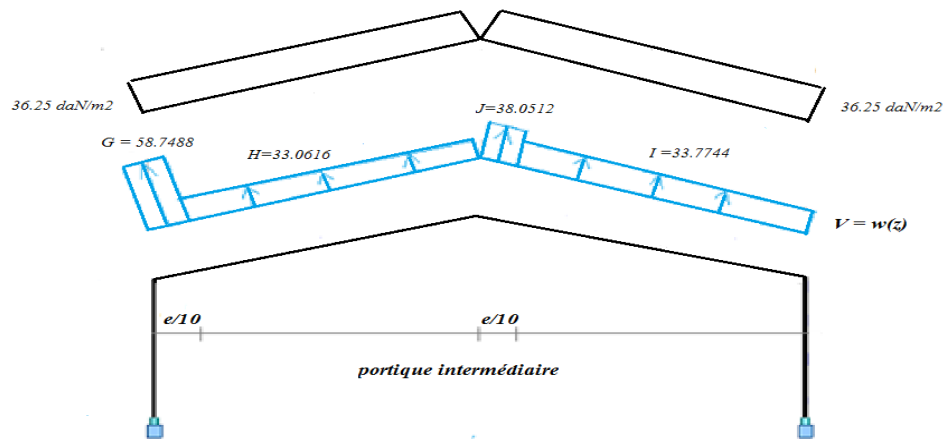


Figure V.5. Valeurs des pressions, dépressions et de la charge de neige agissant sur le Portique

### V.3. Calcul des efforts revenant aux nœuds :

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$S = 6 \times 1.7 = 10.2 \text{ m}^2.$$

#### V.3.1. Effort dû à la charge permanente :

$$P_G = (17 + 5.2 + 18 + 4) \times 10.2 = 450.84 \text{ daN}.$$

#### V.3.2. Effort dû aux surcharges de neige :

$$P_N = 64 \times 10.2 = 652.8 \text{ daN}.$$

#### V.3.3. Effort du vent :

$$P_v = -36.25 \text{ daN/m}^2 \times 10.2 \text{ [m}^2] = -369.75 \text{ daN}.$$

### Remarque :

Les efforts dus au vent agissent perpendiculairement aux versants de toiture. vu la faible pente de la toiture et par soucis de simplification des calculs, on admet que ces efforts sont dirigés verticalement, ce qui nous conduit à une erreur négligeable (< 2%).

### V.4. Calcul des efforts dans les barres :

#### V.4.1. Calcul des efforts par la méthode des nœuds :

#### **Cas d'une charge unitaire $P=1.0 \text{ daN}$**

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré.

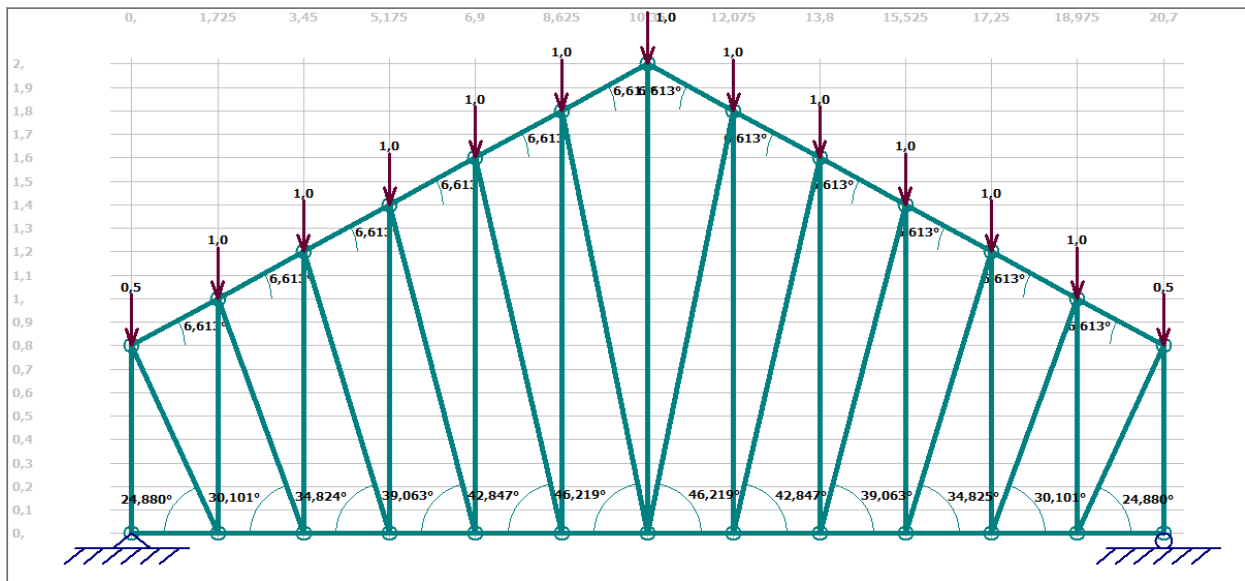


Figure V.6. Résultats obtenue par le logiciel

➤ Calcul des réactions :

⊕  $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow -R_b \times 20.7 + P/2 \times 20.7 + 19P + 17.3P + 15.6P + 13.9P + 12.2P + 2/2P \times 10.35 + 8.65P + 6.95P + 5.25P + 3.55P + 1.85P = 0$$

$$R_b = P (124.96/20.7) = 6.03P = 6P$$

$$\rightarrow P=1.0 \text{ daN}$$

$$[R_b=6 \text{ daN}]$$

⊕  $\sum F/B = 0$

$$\Rightarrow R_a + R_b - 10P - 4P/2 = 0$$

$$R_a + R_b = 12P \rightarrow R_a = R_b = 12P/2 = 6P \rightarrow = 6 \text{ daN}$$

$$[R_a = 6 \text{ daN}]$$

Ce qui nous donne :  $R_b = R_a = 6 \text{ daN}$ .

$$\alpha = 06.62^\circ.$$

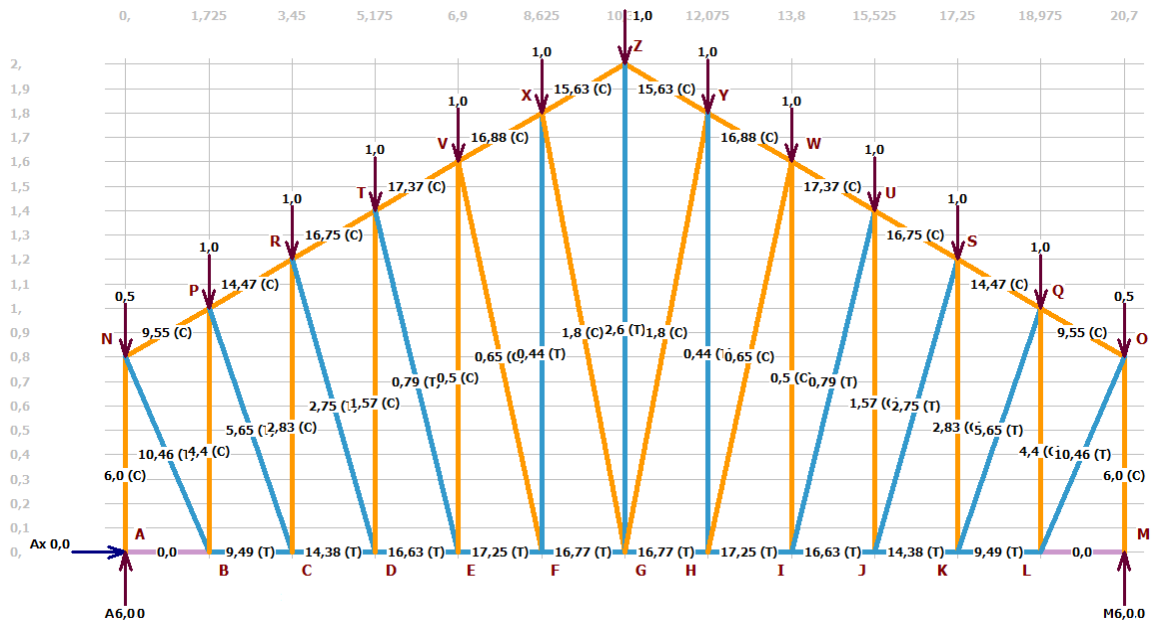


Figure V.7. Résultat des calculs des efforts dans les barres

**V.4.2. Tableau récapitulatif :**

Tableau V.2. La nature des efforts

Eléments	N° des barres	Effort du a P=1.0 KN	Nature des efforts		
			G	N	V
Membrure Supérieure	N-P	-9.55	-42.98	-62.36	+35.24
	P-R	-14.47	-65.12	-94.49	+53.03
	R-T	-16.75	-75.38	-109.38	+61.81
	T-V	-17.37	-78.17	-113.43	+64.10
	V-X	-16.88	-75.96	-110.23	+62.29
	X-Z	-15.63	-70.34	-102.06	+57.67
Membrure Inferieure	A-B	0.0	+0.0	+0.0	+0.0
	B-C	+9.49	+42.71	+61.97	-35.02
	C-D	+14.38	+64.71	+93.90	-53.06
	D-E	+16.63	+74.84	+108.59	-61.36
	E-F	+17.25	+77.63	+112.64	-63.65
	F-G	+16.77	+75.47	+109.51	-61.88
Diagonale	N-B	+10.46	+47.07	+68.30	-38.60
	P-C	+5.65	+25.43	+36.89	-20.96
	R-D	+2.75	+2.38	+17.96	-10.15

	<b>T-E</b>	+0.79	+3.56	+5.16	-2.92
	<b>V-F</b>	-0.65	-2.93	-4.24	+2.40
	<b>X-G</b>	-1.8	-8.1	-11.75	+6.64
<b>Montant</b>	<b>N-A</b>	-6.0	-27	-39.18	+22.14
	<b>P-B</b>	-4.4	-19.8	-28.73	+16.24
	<b>R-C</b>	-2.83	-12.74	-18.48	+10.44
	<b>T-D</b>	-1.57	-7.07	-10.25	+5.79
	<b>V-E</b>	-0.5	-2.25	-3.27	+1.85
	<b>X-F</b>	+0.44	+1.98	+2.87	-1.62
	<b>Z-G</b>	+2.6	+11.7	+16.98	-9.59

Tableau V.3. Les combinaisons les plus défavorables

<b>Eléments</b>	<b>N° des barres</b>	<b>Les combinaisons les plus défavorables</b>	
		<b>1.35 G + 1.5 N (KN)</b>	<b>G + 1.5V (KN)</b>
<b>Membrure Supérieure</b>	<b>N-P</b>	-151.56	+9.88
	<b>P-R</b>	-229.65	+14.43
	<b>R-T</b>	-265.83	+17.34
	<b>T-V</b>	-275.67	+17.98
	<b>V-X</b>	-267.89	+17.48
	<b>X-Z</b>	-248.05	+16.17
<b>Membrure Inferieure</b>	<b>A-B</b>	+0.0	+0.0
	<b>B-C</b>	+150.61	-9.82
	<b>C-D</b>	+228.21	-14.88
	<b>D-E</b>	+263.92	-17.2
	<b>E-F</b>	+273.84	-17.85
	<b>F-G</b>	+266.15	-17.35
<b>Diagonale</b>	<b>N-B</b>	+165.99	-10.83
	<b>P-C</b>	+89.67	-6.01
	<b>R-D</b>	+30.15	-12.85
	<b>T-E</b>	+12.55	-0.82
	<b>V-F</b>	-10.32	+0.67
	<b>X-G</b>	-28.56	+1.86

<b>Montant</b>	N-A	-95.22	+6.21
	P-B	-69.83	+4.56
	R-C	-44.83	+2.92
	T-D	-24.92	+1.62
	V-E	-7.94	+0.53
	X-F	+6.98	-0.45
	Z-G	+41.27	-2.69

**Remarque :**

La combinaison la plus défavorable est :  $N_{sd} = 1.35 G + 1.5N$  (Valable pour toutes les barres)

**V.5.Dimensionnement des barres :****V.5.1.Membrure supérieure :**

$N_{sd} = -275.67 \text{ KN}$  (compression)

$N_{sd} = +17.98 \text{ KN}$  (traction)

Longueur  $l_0$  de la barre

$$l_0 = \frac{1.7}{\cos(06.62)} = 1.72 \text{ m}$$

$I_y = 0.9 \times l_0 = 1.548 \text{ m}$  (dans le plan de ferme.)

$I_z = l_0 = 1.72 \text{ m}$  (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)

$l_{max} = 1.72 \text{ m}$

$$I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times (l_{max}^2)}{\pi^2 E} = \frac{275.67 \times 172^2}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4} = 39.38 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière de L 60×60×8.

**Une cornière :**

$I_z = I_y = 29.15 \text{ cm}^4$

$i_z = i_y = 1.80 \text{ cm}$

$A_c = 9.03 \text{ cm}^2$

$d = 1.77 \text{ cm}$

**Deux cornières :**

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 29.15 = 58.3 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 I_\alpha}{2A_c}} = \sqrt{\frac{2 \times 29.15}{2 \times 9.03}} = 1.796 \text{ cm} = 1.80 \text{ cm} = i_y$$

$$I_z = 2 [ I_z + A_c \Delta^2 ] = 2 [ 29.15 + 9.03 \times 2.27^2 ] = 151.36 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 1.77 + 0.5 = 2.27 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{151.36}{2 \times 9.03}} = 2.89 \text{ cm}$$

**V.5.1.1. Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{60}{8} = 7.5 < 15 \epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{60+60}{2 \times 8} = 7.5 < 11.5 \epsilon = 11.5 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

Section de classe 3 : pas de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{A f_y}{N_{cr.y}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda I} (\beta_A^{0.5}) = \frac{\lambda_y}{93.9 \epsilon} = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{A f_y}{N_{cr.z}} \right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda I} (\beta_A^{0.5}) = \frac{\lambda_z}{93.9 \epsilon} = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$\beta_A = 1.0$  pour les sections de classe 1.2 ou 3

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{157}{1.80} = 87.22$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{87.22}{93.9} = 0.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{154}{2.84} = 54.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{54.22}{93.9} = 0.58 \quad ; \quad \lambda_{max} = 0.92$$

$$\Phi = 0.5 [ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{mx} - 0.2) + \bar{\lambda}_{mx}^2 ]$$

$$\Phi = 0.5 [ 1 + 0.49 (0.92 - 0.2) + 0.92^2 ] = 1.099$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.099 + [1.099^2 - 0.92^2]^{0.5}} = 0.588$$

**Courbe de flambement c : pour les cornières**  $\alpha = 0.49$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{Afy}{\gamma M1} = 0.588 \times \frac{9.03 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 226.86 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 275.67 \text{ KN} > N_{b,rd} = 226.86 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **non verifiee**

On augmente la section ; soit double cornière de **2L75 × 75 × 10**

**Une cornière de 75 × 75 × 10 :**

$$I_z = I_y = 71.43 \text{ cm}^2$$

$$i_z = i_y = 2.25 \text{ cm}$$

$$A_c = 14.09 \text{ cm}^2$$

$$d = 2.22 \text{ cm}$$

**Deux cornières de 75 × 75 × 10 :**

$$I_y = 2I_y = A = 2 \times 71.43 = 142.86 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = 2.73 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_z + A_c + \Delta^2] = 2[71.43 + 14.09 \times 2.72^2] = 351.35 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 2.22 + 0.5 = 2.72 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{351.35}{2 \times 14.09}} = 3.53 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{157}{2.25} = 69.77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{69.77}{93.9} = 0.74$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{mx} - 0.2) + \bar{\lambda}_{mx}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2] = 0.906$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.906 + [0.906^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.669$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{Afy}{\gamma M1} = 0.669 \times \frac{14.09 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 402.75 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 275.67 \text{ KN} < N_{b,rd} = 402.75 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **verifiee**

**V.5.1.2.Verification traction:**

$N_{sd} = +17.98 \text{ KN (tension)}$

$N_{sd} \leq N_{t.rd} = \text{Min} (N_{pl.rd}; N_{u.rd})$

Ou :

$N_{t.rd}$  : est la résistance de calcule de la section a la traction prise comme la plus petite des valeurs suivante :

$N_{pl.rd} = \frac{Afy}{\gamma M0}$  : Resistance plastique de la section brute

$N_{u.rd} = \frac{0.9A_{net}.fu}{\gamma M2}$  : Resistance ultime de la section nette ou droit des trous de fixation.

$A_c = 14.09 \text{ cm}^2$  section d'une cornière.

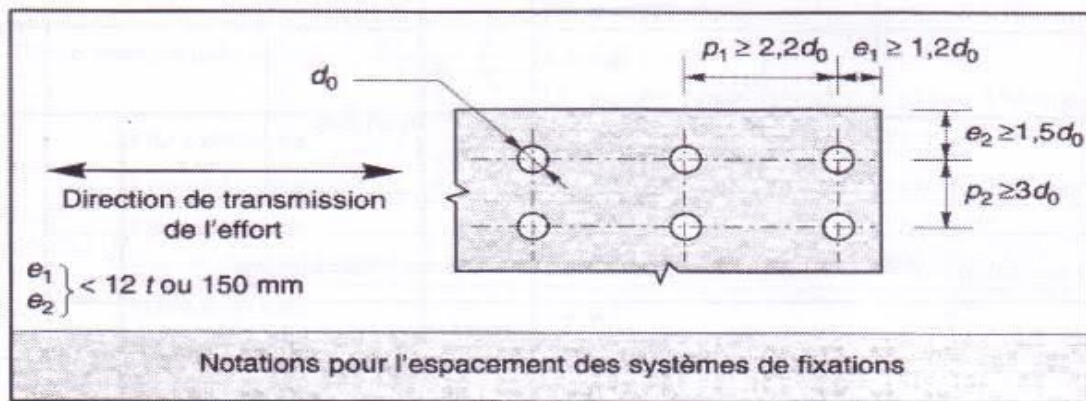


Figure V.8. Notations pour l'espacement des systèmes de flexions.

**V.5.1.3.Resistance plastique de la section brute :**

$N_{pl.rd} = \frac{Afy}{\gamma M0} = \frac{2 \times 14.09 \times 23.5}{1.1} = 602.02 \text{ KN}$

**V.5.1.4.Resistance ultime de la section nette :**

$P_1 = 100 \text{ mm} \quad e_1 = 25 \text{ mm} \quad d_0 = 15 \text{ diamètre de troue}$

Section net :  $A_{net} = 2(14.09 - 0.9 \times 1.5) = 25.48 \text{ cm}^2$

$N_{u.rd} = \frac{0.9A_{net}.fu}{\gamma M2} = \frac{0.9 \times 25.48 \times 36.0}{1.25} = 660.44 \text{ KN}$

$N_{t.rd} = \text{min} (602.02; 660.44.31) = 602.02 \text{ KN}$

$N_{sd} = 17.98 \text{ KN} < 602.02 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

**V.5.2.Membrure inferieure:**

$$N_{sd} = +273.84 \text{ KN (tension)}$$

$$N_{sd} = -17.85 \text{ KN (compression)}$$

Longueur  $l_0$  de la barre

$$l_0 = \frac{1.7}{\cos(06.62)} = 1.72 \text{ m}$$

$$I_y = 0.9 \times l_0 = 1.548 \text{ m (dans le plan de la ferme.)}$$

$$I_z = l_0 = 1.72 \text{ m (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$$

$$l_{max} = 1.72 \text{ m}$$

**V.5.2.1.Calcul de la section brute A :**

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{273.84 \times 1.1}{23.50} = 14.82 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière de 2L 75x75x10 avec  $A_c = 14.1 \text{ cm}^2$ ;  $A = 2A = 14.1 \times 2 = 28.2 \text{ cm}^2$ .

**V.5.2.2.La vérification de la section choisie a la résistance :**

$$N_{sd} < N_{t,Rd} = \text{Min} ( N_{pl,Rd} , N_{u,Rd} )$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28.2 \times 23.5}{1.1} = 602.46 \text{ kN}$$

**Section nette:**

$$A_{net} = 2(14.1 - 0.8 \times 1.5) = 25.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 25.8 \times 36}{1.25} = 668.74 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min} ( N_{pl,Rd} , N_{u,Rd} ) = \text{min} ( 602.46 , 668.74 ) = 602.46 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = +273.84 \text{ KN} < N_{t,Rd} = + 602.46 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**V.5.2.3. Vérification a la compression :****Une cornière de 75 × 75 × 10**

$$I_z = I_y = 71.43 \text{ cm}^2$$

$$I_z = i_y = 2.25 \text{ cm}$$

$$A_c = 14.09 \text{ cm}^2$$

$$d = 2.22 \text{ cm}$$

**Deux cornières de 75 × 75 × 10**

$$I_y = 2I_y = A = 2 \times 71.43 = 142.86 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = 2.73 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_z + A_c + \Delta^2] = 2 [71.43 + 14.09 \times 2.72^2] = 351.35 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 2.22 + 0.5 = 2.72 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{351.35}{2 \times 14.09}} = 3.53 \text{ cm}$$

**V.5.2.3.1. Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{75}{10} = 7.5 < 15 \epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{75+75}{2 \times 10} = 7.5 < 11.5 \epsilon = 11.5 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

Section de classe 3 : pas de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{Afy}{N_{cr.y}}\right)^{1/2} = \frac{\lambda_y}{\lambda I} (\beta_A^{0.5}) = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{Afy}{N_{cr.z}}\right)^{1/2} = \frac{\lambda_z}{\lambda I} (\beta_A^{0.5}) = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$\beta_A = 1.0$  pour les sections de classe 1.2 ou 3

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{157}{2.25} = 69.77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{69.77}{93.9} = 0.74$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{mx} - 0.2) + \bar{\lambda}_{mx}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2] = 0.906$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.906 + [0.906^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.669$$

$$Nb. rd = \chi_{min} \frac{Afy}{\gamma M1} = 0.669 \times \frac{14.09 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 402.75 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 17.85 \text{ KN} < N_{b,rd} = 402.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$

**V.6. Diagonale :**

**Barre (N-B) :**

$N_{sd} = +165.99 \text{ KN (traction)}$

$N_{sd} = - 10.83 \text{ KN (compression)}$

$$l_0 = \frac{1.88}{\cos(06.62)} = 1.90 \text{ m}$$

$I_y = 0.8 \times l_0 = 1.52 \text{ m (dans le plan de ferme.)}$

$I_z = l_0 = 1.90 \text{ m (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$

$l_{max} = 1.90 \text{ m}$

$$I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times (l_{max}^2)}{\pi^2 E} = \frac{165.99 \times 190^2}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4} = 28.95 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière de 2L 60×60×5.

**Une cornière de 60 × 60 × 5**

$I_z = I_y = 19.37 \text{ cm}^2$

$I_z = i_y = 1.82 \text{ cm}$

$A_c = 5.82 \text{ cm}^2$

$d = 1.64 \text{ cm}$

**Deux cornières de 60x60x5 :**

$I_y = 2I_y = A = 2 \times 19.37 = 38.74 \text{ cm}^4$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 I_\alpha}{2 A_c}} = \sqrt{\frac{2 \times 19.37}{2 \times 5.82}} = 1.82 \text{ cm}$$

$I_z = 2 [ I_z + A_c + \Delta^2 ] = 2 [ 19.37 + 5.82 \times 2.27^2 ] = 98.72 \text{ cm}^4$

$\Delta = d + 0.5 = 1.77 + 0.5 = 2.27 \text{ cm}$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{98.72}{2 \times 5.82}} = 2.91 \text{ cm}$$

**V.6.1. Classe de la section :**

$\frac{h}{t} = \frac{50}{6} = 8.33 < 15 \epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$

$\frac{b + h}{2t} = \frac{50 + 50}{2 \times 6} = 8.33 < 11.5 \epsilon = 11.5 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$I_y = 0.8 \times l_0 = 1.52 \text{ m (dans le plan de ferme.)}$$

$$I_z = l_0 = 1.90 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{152}{1.80} = 84.44$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{84.44}{93.9} = 0.899$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{190}{2.84} = 66.901$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{66.901}{93.9} = 0.72 ; \lambda_{max} = 0.899$$

**Courbe de flambement c : pour les cornières**  $\alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0.2) + \bar{\lambda}_{max}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.49(0.899 - 0.2) + 0.899^2] = 1.073$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.073 + [1.073^2 - 0.899^2]^{0.5}} = 0.605$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{Af_y}{\gamma M1} = 0.605 \times \frac{5.82 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 150.447 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 165.99 \text{ KN} > N_{b,rd} = 150.447 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non Vérifiée}$$

On augmente la section : soit une double cornière de **2L60x60x8**.

**Une cornière de 60 × 60 × 8**

$$I_z = I_y = 29.15 \text{ cm}^2$$

$$i_z = i_y = 1.80 \text{ cm}$$

$$A_c = 9.03 \text{ cm}^2$$

$$d = 1.77 \text{ cm}$$

**Deux cornières de 60x60x8:**

$$I_y = 2I_y = A = 2 \times 29.15 = 58.3 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 I_\alpha}{2 A_c}} = \sqrt{\frac{2 \times 29.15}{2 \times 9.03}} = 1.79 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 [ I_z + A c + \Delta^2 ] = 2 [ 29.15 + 9.03 \times 2.27^2 ] = 151.36 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 1.77 + 0.5 = 2.27 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{151.36}{2 \times 9.03}} = 2.89 \text{ cm}$$

**V.6.1. Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{60}{8} = 7.5 < 15 \epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{50+50}{2 \times 6} = 7.5 < 11.5 \epsilon = 11.5 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{152}{1.80} = 84.44$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{84.44}{93.9} = 0.899$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{190}{2.84} = 66.901$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{66.901}{93.9} = 0.72 \quad ; \quad \lambda_{max} = 0.899$$

**Courbe de flambement c : pour les cornières**  $\alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 [ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{max} - 0.2) + \bar{\lambda}_{max}^2 ]$$

$$\Phi = 0.5 [ 1 + 0.49 (0.899 - 0.2) + 0.899^2 ] = 1.075$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.075 + [1.075^2 - 0.899^2]^{0.5}} = 0.600$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 0.600 \times \frac{9.03 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 231.50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 165.99 \text{ KN} < N_{b,rd} = 231.50 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

**V.6.2. vérification de la rigidité :**

La barre est risquée de se flamber sous l'action de son poids propre.

L'élancement limite :  $\lambda_{min} = 150$ .

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{152}{1.80} = 84.44 < \lambda_{min} = 150 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{190}{2.84} = 66.901 < \lambda_{min} = 150 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### V.7.Montants :

$N_{sd} = -95.22 \text{ KN (compression)}$

$N_{sd} = +6.21 \text{ KN (traction)}$

Longueur  $l_0$  de la barre

$$l_0 = 7 \times tg \ 6.62 = 0.813 \text{ m}$$

$I_y = 0.8 \times l_0 = 0.650 \text{ m (dans le plan de la ferme.)}$

$I_z = l_0 = 0.813 \text{ m (dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme)}$

$l_{max} = 0.813 \text{ m}$

### V.7.1.Calcul de la section brute A :

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{95.22 \times 1.1}{23.5} = 4.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour une double cornière de **2L45x45x5** avec :

$A_c = 4.30 \text{ cm}^2$  donc  $A = 2A_c = 2 \times 4.30 = 8.6 \text{ cm}^2$

### V.7.2.La vérification de la section choisie a la résistance :

Une cornière de 45x45x5:

$I_z = I_y = 7.84 \text{ cm}^2$

$I_z = i_y = 1.35 \text{ cm}$

$A_c = 4.30 \text{ cm}^2$

$d = 1.28 \text{ cm}$

Deux cornières de 45x45x5 :

$I_y = 2I_y = A = 2 \times 7.84 = 15.68 \text{ cm}^4$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 I_\alpha}{2A_c}} = \sqrt{\frac{2 \times 7.84}{2 \times 4.30}} = 1.35 \text{ cm}$$

$I_z = 2 [ I_z + A_c + \Delta^2 ] = 2 [ 7.84 + 4.30 \times 1.78^2 ] = 42.93 \text{ cm}^4$

$$\Delta = d + 0.5 = 1.28 + 0.5 = 1.78 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{42.93}{2 \times 4.30}} = 2.23 \text{ cm}$$

**V.7.2.1. Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{45}{5} = 9 < 15 \epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{b + h}{2t} = \frac{45 + 45}{2 \times 5} = 9 < 11.5 \epsilon = 11.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max (\lambda_y ; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{65}{1.35} = 48.15$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{48.1}{93.9} = 0.513$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{81.3}{2.84} = 28.63$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{28.63}{93.9} = 0.304 ; \lambda_{max} = 0.513$$

**Courbe de flambement c : pour les cornières**  $\alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_{max} - 0.2) + \bar{\lambda}_{max}^2]$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.49(0.513 - 0.2) + 0.513^2] = 0.71$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda_{max}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.71 + [0.71^2 - 0.513^2]^{0.5}} = 0.832$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma M_1} = 0.832 \times \frac{4.30 \times 2 \times 23.50}{1.1} = 152.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 95.22 \text{ KN} < N_{b,rd} = 152.86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**V.7.3. vérification de la rigidité :**

La barre est risquée de se flamber sous l'action de son poids propre.

L'élancement limite :  $\lambda_{min} = 150$ .

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{65}{1.35} = 48.15 < \lambda_{min} = 150 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{81.3}{2.84} = 28.63 < \lambda_{min} = 150 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

**Remarque :**

Pour les barres a effort nul, même si elles ne sont pas soumises a des efforts lors de mises en charges particulières, mais elles peuvent être sollicités si les conditions de charge changent et sont nécessaires a fin de garder le corps de la structure.

**V.8. Calcul du poids réel de la ferme :**

Au cours du calcul des charges nous avons estimé le poids propre de la ferme à 18 daN/m<sup>2</sup> de la surface horizontale de la structure.

Poids estimé de la ferme :  $18 \times 6 \times 20.7 = 2235.6 \text{ daN}$ .

**V.8.1. Poids réel de la ferme :**

**V.8.1.1.Membrure supérieure : 2L 75x75x10**

Longueur : 20.83m

$$W_{ms} = 20.83 \times 11.1 \times 2 = 462.43 \text{ daN}$$

**V.8.1.2.Membrure inférieure : 2L 75x75x10**

Longueur : 20.7m

$$W_{mi} = 20.7 \times 11.1 \times 2 = 459.54 \text{ daN}$$

**V.8.1.3.Montants : 2L 45x45x5**

Longueur : 7.63m

$$W_m = 7.63 \times 3.38 \times 2 = 51.58 \text{ daN}$$

**V.8.1.4.Diagonales : 2L 60x60x8.**

Longueur : 15.3m

$$W_d = 15.3 \times 7.03 \times 2 = 215.12 \text{ daN}$$

**V.8.2.Poids totale de la ferme :**

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 462.43 + 459.54 + 51.58 + 215.12 = 1188.67 \text{ kg}$$

**Remarque:**

Il faut tenir compte du :

- Poids des goussets
- Boulons

- *Les contreventements verticaux entre les fermes*
- *La peinture.*

*Poids total de la ferme :  $W = 1188.67 \times 1.2 = 1426.40 \text{ daN}$*

*Soit :  $W = 15 \text{ daN/m}^2$*

**Conclusion :**

*La valeur adoptée pour le calcul des charges ( $18 \text{ daN/m}^2$ ) est acceptable pour des raisons de sécurité et de la stabilité de l'ouvrage.*



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

**VI.1 Introduction :**

Le séisme étant un phénomène naturel correspond à une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre, qui se traduit en surface par des vibrations du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis qui produit des dégâts destructifs au niveau des structures. Ceci nous oblige de faire toute une étude qui a pour but de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Le règlement RPA 99 (version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

A)- Méthode statique équivalente.

B)- Méthodes dynamiques.

B-01)- Méthode d'analyse modale spectrale.

B-02)- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

**VI.2.Méthode de calcul :****VI.2.1 Méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**Tableau VI.1.** conditions de la méthode statique équivalente

<b>Première condition :</b>	Si le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de <b>régularité en plan et en élévation</b> prescrites <b>au chapitre III</b> , avec une <b>hauteur de plus ou égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.</b>
<b>2ème condition :</b>	Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en première condition, les conditions complémentaires suivantes :
	<b>Zone I :</b> tous groupes
	<b>Zone II :</b> Groupe d'usage 03. Groupe d'usage 02, si la hauteur est inférieure ou égale à 07 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 05 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale 03niveaux ou 10m.
	<b>Zone III :</b> Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

**VI.2.2.Méthode dynamique :**

- **La Méthode d'analyse modale spectrale** : peut être utilisée dans tous les cas, sur tout dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.
- **La Méthode d'analyse dynamique par accélérographes** : peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**VI.3.Condition de l'application :**

Le choix de la méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique).

Du coup, notre ouvrage satisfait aux conditions de **régularité en plan et en élévation**, avec une hauteur de 9.8m inférieur a 30m. Donc on opte pour la **méthode statique équivalente**.

**VI.3.1.Classification de la zone sismique (situation géographique) :**

Notre ouvrage est situé à **FRIKAT** commune de **DRAA EL MIZEN** wilaya de Tizi Ouzou, dont la zone est **IIa**; zone à sismicité moyenne. (RPA99/2003 annexe p 118)

**VI.3.2.Classification selon leur importance :**

C'est une salle de sport de grande importance donc : **Groupe IB** (RPA99/2003 p 22).

**VI.4.Principe de la méthode statique équivalente :**

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

**VI.5. Vérification de la force sismique à la base :****VI.5.1.Calcul de la force sismique totale :**

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, Le calcul de la force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure se fait dans les deux directions horizontales orthogonales par la formule suivante :

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

**Avec :**

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de zone,
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- ✓ **R** : coefficient de comportement global de la structure.
- ✓ **Q** : facteur de qualité.
- ✓ **W** : poids total de la structure.

**VI.5.2.Coefficient d'accélération de zone (A) :** (Art 4.1 du RPA99/2003)

Il est donné en fonction de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.  
(Zone IIb ; groupe 2 (usage d'habitations)) → **A = 0.20**

**VI.5.3.Coefficient de comportement de la structure (R) :** (Art 4.3 du RPA99/2003)

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique donc (R=4).

**VI.5.4.Facteur de correction d’amortissement (η):** (Art 4.3 du RPA99/2003)

(Quand l’amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/2 + 5} \geq 0.7$$

$$\eta = 1 \geq 0.7 \dots\dots\dots ok$$

**VI.5.5.Pourcentage d’amortissement critique (ξ) :** (Art 4.3 du RPA99/2003)

ξ = 4% (acier rigide)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08$$

**VI.5.6.Facteur de qualité Q :**

Il est donné par la formule : 
$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P<sub>q</sub>: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

**Tableau VI.2: détermination de facteur de qualité**

N°	« Critère q »	Valeur de P <sub>q</sub>	
		observations	Pénalités
P <sub>1</sub>	Chaque portique doit avoir au moins 3 travées.	Non vérifier	0.05
P <sub>2</sub>	Selon chaque direction, il faut au moins 4 fils.	vérifier	0
P <sub>3</sub>	Il faut que le bâtiment soit régulier en plan	vérifier	0
P <sub>4</sub>	Il faut que le bâtiment soit régulier en élévation	Vérifier	0
P <sub>5</sub>	Il faut réaliser systématiquement les essais sur les matériaux mis en œuvre.	vérifier	0
P <sub>6</sub>	Le suivie est assuré régulièrement par un ‘BET’	Non vérifier	0.10
			<b>∑P<sub>q</sub> = 0.15</b>

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6) = 1 + (0.15) = 1.15 \text{ donc } Q = 1.15$$

**VI.5.7.Facteur d’amplification dynamique moyen (D) :** (Art 4.3 du RPA99/2003)

Il est donné en fonction de :

- ✓ La catégorie de site.

- ✓ Facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .
- ✓ La période fondamentale de la structure  $T$ .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**VI.5.7.1. La période caractéristique  $T_2$ :**

C'est la période associée à la catégorie du site selon (Art 4.13 du RPA99/2003).

Tableau VI.3. Valeurs de  $T_2$

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2$ (sec)	0.30	0.40	0.60	0.70

Dans notre cas : site meuble S3, donc :  $T_2 = 0.60s$ .

**VI.5.7.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Elle est donnée par la formule empirique suivante :  $T = C_T h_N^{(3/4)}$

**Avec :**

$h_n$  : hauteur totale de la structure :  $h_n = 09.80 \text{ m}$

$C_t$  : coefficient donné en fonction du système de contreventement et de type de remplissage.

**Donné par le tableau (4.6).**

On a Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie :  $C_t = 0.085$

$$\Rightarrow T = 0.085 * 09.80 = 0.833 \text{ s}$$

On a  $T_2 = 0.60s \leq T = 0.833s \leq 3 \text{ sec}$ .

$$\text{Donc : } D = 2.25\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.25 \times 1.08 \times \left(\frac{0.60}{0.833}\right)^{2/3} = 0.83 \quad ; \quad D = 0.83$$

**VI.6. Poids total de la structure  $W$  :**

$W$  est égal à la somme des poids  $W$  calculés à chaque niveau :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

⇒  $\beta = 0.5$  : (Cas 4 : entrepôts, hangars)

**Le poids de la structure :**

Tableau VI .4. Le poids des éléments de la structure.

Profilé	Type	Poids propre (Kg/ml)	Nombre d'éléments	La longueur de l'élément (m)	Poids totale (KN)
Poteaux	HEA 450	140	12	08.8	147.84
Potelets	IPE 200	22.4	06	07.8	10.4832
La ferme	2L75x75x10 2L60x60x8 2L45x45x5 2L60x60x8	18	06	20.7	22.356
Lisses de long-pan	IPE 160	12.1	4	30	14.52
Lisses de pignon	IPE 140	12.9	4	20.7	10.6812
Pannes	IPE 120	10.4	14	30	43.68
Barres de contreventements de la poutre au vent	Cornière L55x55x5	4.18	16	20.7	13.84416
Barres de contreventements de la palée de stabilité	Cornière L65x65x6	5.91	08	06	2.8368
Elements	Type	Poids propre	Nombre	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge W (KN)
Couverture du versant de toiture	TN40+accessoires 12 daN/m <sup>2</sup> 4daN/m <sup>2</sup>	16 daN/m <sup>2</sup>	2	625.168	200.05376
Bardage	TN40 + accessoires 12 daN/m <sup>2</sup> 4daN/m <sup>2</sup>	16 daN/m <sup>2</sup>	2	621	198.72
					<b>665.01512</b> KN

$WT = 665.01512$  KN.

**VI.7. Force sismique suivant la direction X :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{4} \quad W = \frac{0.20 \times 0.83 \times 1.15}{4} \times 665.01512 = 31.738 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V_x = \frac{V}{2} = 15.88 \text{ KN}$$

**VI.8. Force sismique suivant la direction Y :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{4} W = \frac{0.20 \times 0.83 \times 1.15}{4} \times 665.01512 = 31.738 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par sept files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

D'où :

$$V_y = \frac{V}{6} = 05.290 \text{ KN}$$

**VI.9. l'effort du vent de la paroi dominante :**

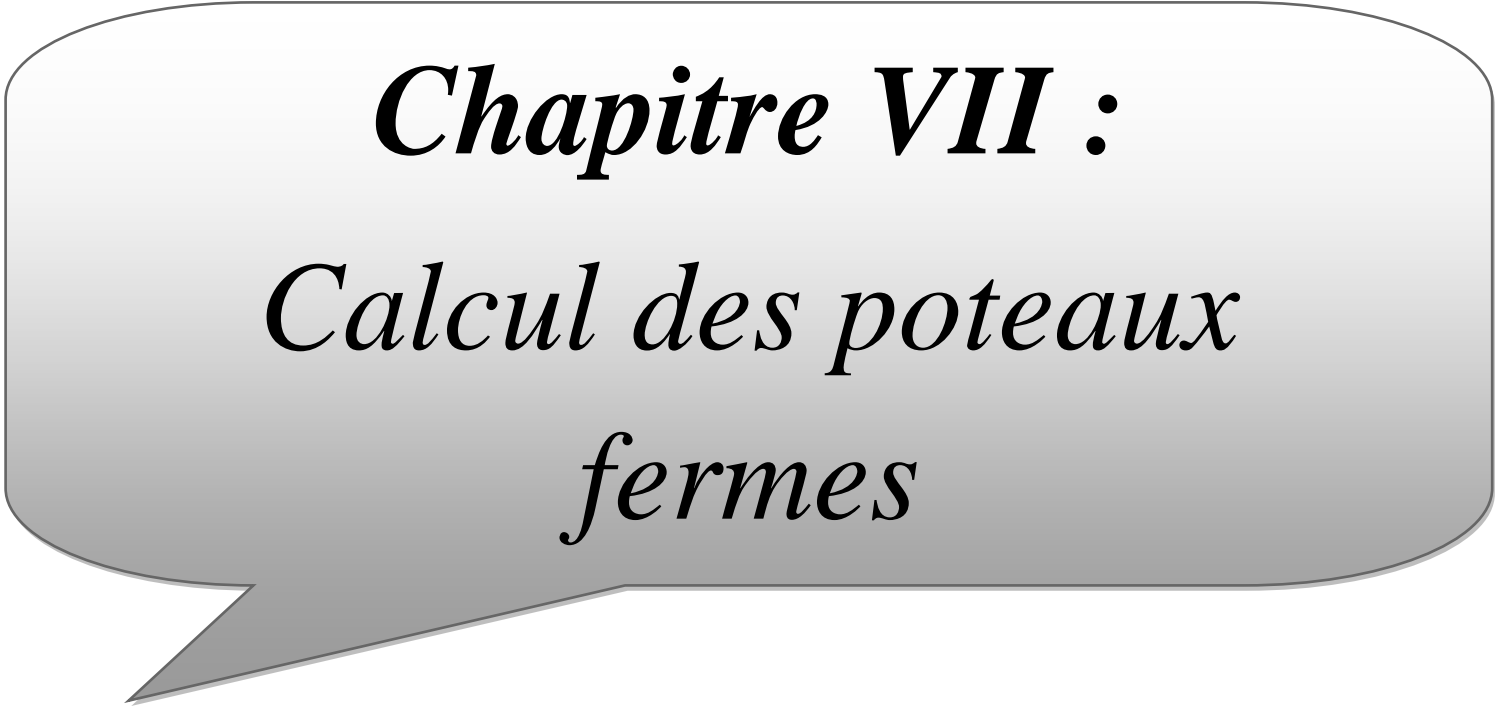
$$V_v = W(z) \times \text{surface } k = +48.4 \times (6 \times 6) = 1742.4 \text{ daN} = 17.42 \text{ KN}$$

**Suivant X :**  $V_x = 15.88 \text{ KN} < V_v = 17.42 \text{ KN}$  ..... **Condition vérifiée**

**Suivant Y :**  $V_y = 05.290 \text{ KN} < V_v = 17.42 \text{ KN}$  ..... **Condition vérifiée**

**Conclusion :**

On remarque bien que les sollicitations dues au vent sont plus défavorable que celles au séisme (dans les deux sens : longitudinal et transversal). Donc on tiendra compte uniquement de l'action du vent.



***Chapitre VII :***  
*Calcul des poteaux*  
*fermes*

**VII.1.Introduction :**

- Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment.
- Les profilés laminés en « I » ou en « H » sont les plus utilisés comme poteau de la structure métallique. Donc ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

**VII.1.2. efforts dans les poteaux :**

Les poteaux doivent avoir les dimensions suffisantes pour résister aux efforts suivants :

- Effort de flexion due a la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.
- Efforts de compression dus aux charges permanentes et aux surcharges climatiques.

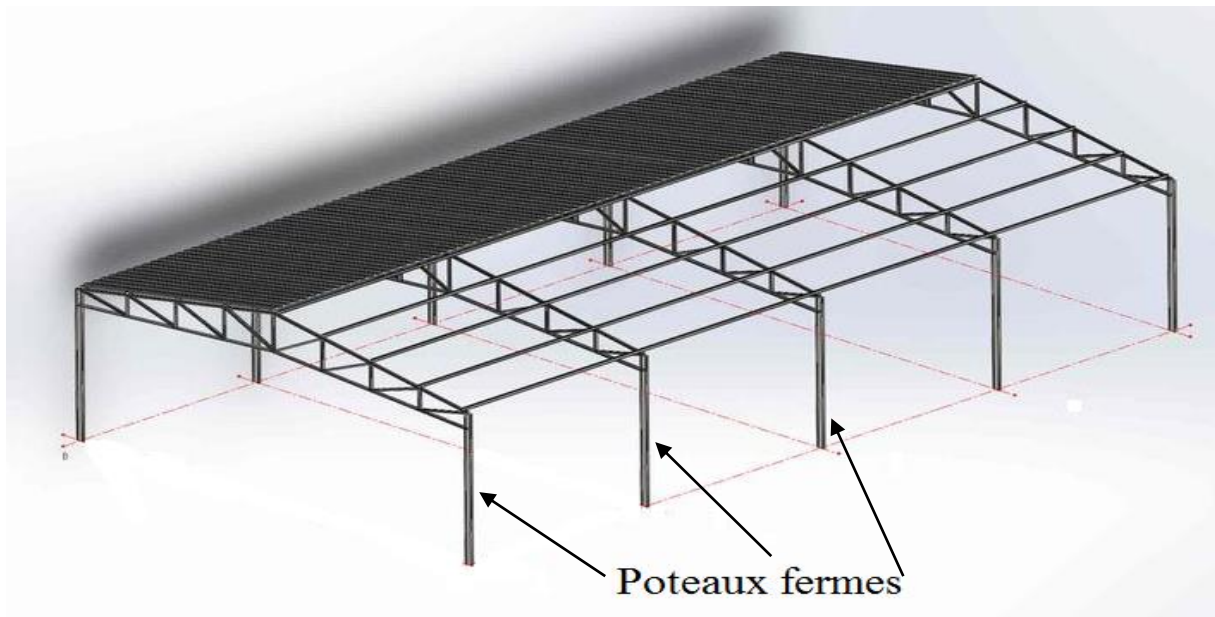


Figure V.9. Présentation des poteaux fermes en acier

**Remarque :**

Les poteaux peuvent être encastrés sur les massifs et articulés sous les fermes. En principe, Ils sont d'une part encastrés aux fermes, et d'autre part, soit encastré sur les massifs de fondations.

**VII.2.Effort des charges verticales sur un portique :**

**VII.2.1.Charges permanentes :**

Couverture et accessoires de pose .....	17daN/m <sup>2</sup>
Pannes (IPE120).....	10.4daN/ml = 5.2 daN/m <sup>2</sup>
Ferme .....	18 daN/m <sup>2</sup>

**Remarque :**

Pour plus de sécurité on opte pour un poids de 18 daN/m<sup>2</sup> (pour les fermes).

Entre axe des portiques est de 6m

**Poids total:**  $G = (17+5.2+18) \times 6 = 241.2 \text{ daN/ml}$ .

VII.2.2.Effet de la neige (voir le chapitre II) :

$N = 64 \text{ daN/m}^2$  (par projection horizontale) ..... Voir le chapitre II

$N = 64 \times 6 = 384 \text{ daN/ml}$ .

VII.2.3.Etude au vent :

Après une étude détaillée (voir le tableau 5 du chapitre II) :

**Tableau V.1.** les valeurs de la pression aérodynamique du vent

Parois verticales					
Zone	$Qp(z)$	$Cpe$	$Cpi$	$W(z)$ (daN/m <sup>2</sup> )	$W(z)$ (daN/ml)
D	44	+0.8	-0.3	+48.4	+290.4
A	44	-1	-0.3	-30.8	-184.8
B	44	-0.8	-0.3	-22	-132
C	44	-0.5	-0.3	-8.8	-52.8
E	44	-0.3	-0.3	00	00

Sachant que l'entre axe du portique est de 6m :  $W(z) [\text{daN/m}^2] \times \text{entre\_axe} = W(z) [\text{daN/ml}]$ .

➤ **Le pré dimensionnement des poteaux :**

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

On opte pour la 2eme méthode :

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

Avec :  $M_{sd} = 486.068 \text{ daN.m}$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{19514.60 \times 10^4 \times 1.1}{235} = 913.45 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Pour plus de sécurité, On opte pour **HEA360** avec  $W_{pl,y} = 2088 \times 10^3 \text{ mm}^3$

**VII.3. Calcul des moments a la tête du poteau :**

Le moment à l'encastrement poteau-ferme vaut :

$$M = \frac{Q l^2}{4(2k + 3)} \quad \text{avec} \quad k = \frac{I_t \times h}{I_t \times I_p}$$

Avec :  $I_p$  : inertie du poteau HEA 360 ( $I_{yp} = 33090 \text{ cm}^4$ ).

$I_t$  : inertie de la ferme.

$h$  : hauteur du poteau ( $h = 8.6 \text{ m}$ ).

$l$  : portée de la ferme ( $l = 20.7 \text{ m}$ ).

Le moment d'inertie de la ferme est calculé en substituant à sa place une poutre pleine équivalente vis-à-vis de la flèche

Donc le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup}v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf}v_{inf}^2)$$

Avec :

- $V_{inf}$  et  $V_{sup}$  : les distances entre le centre de gravité de la ferme et les axes inférieure et supérieure a mi-travée.
- $S_{sup}$  et  $S_{inf}$  : aire de la section des axes supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

Donc : la position du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum A_i}$$

**VII.3.1. Membrure supérieure : 2L 75x75x10**

$$I_y = 71.43 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 A = 2 \times 14.1 = 28.2 \text{ cm}^2$$

$$Y = 200 \text{ cm}$$

**VII.3.2. Membrure inférieure : 2L 75x75x10**

$$I_y = 71.43 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 A = 2 \times 14.1 = 28.2 \text{ cm}^2$$

$$Y = 00 \text{ cm}$$

$$y_G = \frac{28.2 \times 200 + 28.2 \times 00}{28.2 + 28.2} = \mathbf{100 \text{ cm}}$$

$$V_{sup} = 200 - 100 = \mathbf{100 \text{ cm}}$$

$$V_{inf} = 100 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup}v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf}v_{inf}^2)$$

$$I_t = (142.86 + 28.2 \times 100^2 + 142.86 + 28.2 \times 100^2)$$

$$I_t = 564285.72 \text{ cm}^4$$

$$d'ou \ k = \frac{I_t \times h}{l_t \times I_p} = \frac{564285.72 \times 8.6}{20.7 \times 33090} = 7.085$$

Soit:

$$M_G = \frac{Q \times l^2}{4(2k + 3)} = \frac{241.2 \times 20.7^2}{4(2 \times 7.085 + 3)} = 1504.83 \text{ daNm.}$$

$$M_N = \frac{Q \times l^2}{4(2k + 3)} = \frac{384 \times 20.7^2}{4(2 \times 7.085 + 3)} = 2395.75 \text{ daNm.}$$

#### VII.4.Effet du vent:

Selon les résultats de l'étude au vent (voir le tableau 5 du chapitre II) :

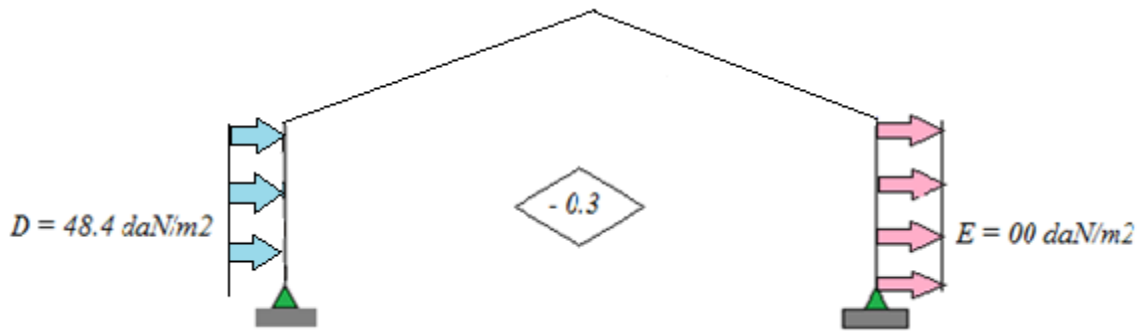


Figure V.10. La répartition des charges

#### VII.4.1. Effort en tête des poteaux :

$$F = 48.4 \times 6 \times \frac{8.6}{2} = 1248.72 \text{ daN.}$$

#### VII.4.2. Moment en tête des poteaux :

$$M_V = F \times \frac{h}{2} = 1248.72 \times \frac{8.6}{2} = 5369.50 \text{ daN.m}$$

#### VII.4.3. Les efforts verticaux :

$$N_V = \pm \frac{1248.72 \times 8.6}{20.7} = 518.80 \text{ daN}$$

#### VII.5. Vérification des poteaux aux instabilités :

Nature de la sollicitation : flexion composée

##### VII.5.1. Flexion composée autour de l'axe fort YY : dans le plan

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{N_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

VII.5.2. Flexion composée autour de l'axe faible ZZ :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{zy} \frac{N_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

VII.5.3. combinaison les plus défavorables :

$$N_{sd} = N_{max} = 1.35 N_G + 1.35(N_V + N_N).$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = 1.35 M_G + 1.35 (M_V + M_N)$$

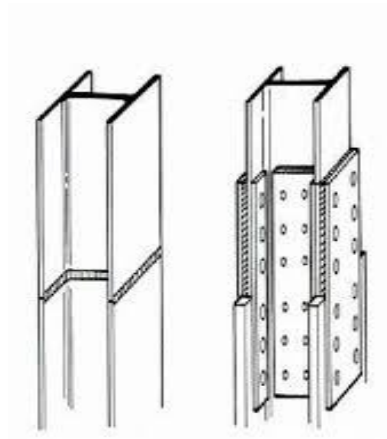
Avec:

$$M_G = 1504.83 \text{ daNm}$$

$$M_N = 2395.75 \text{ daNm}$$

$$M_v = 5369.50 \text{ daN.m}$$

$$N_V = 518.80 \text{ daN}$$



$$N_G = \frac{241.2 \times 20.7}{2} = 2496.42 \text{ daN}$$

$$N_N = \frac{384 \times 20.7}{2} = 3974.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = N_{max} = 1.35 \times 2496.42 + 1.35 (518.8 + 3974.4) = 9435.99 \text{ daN.}$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = 1.35 \times 1504.83 + 1.35 (5369.50 + 2395.75) = 12514.60 \text{ daNm.}$$

**VII.5.4. Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi$  :**

VII.5.4.1. Flambement par rapport a l'axe YY (dans le plan du portique) :

$$M_{by,Rd} = X_y N_{pl,Rd} \quad ; \quad N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi y + [\Phi y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

Sachant que ( $\alpha$ ) correspondant a la courbe de flambement , donné par les tableaux de ( $\chi$ ).

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad ; \quad l_y = 2h \sqrt{1 + \frac{0.4}{k}} \quad ; \quad k = \frac{I_t}{l_t} \times \frac{h}{I_p} = 7.085$$

Ce qui nous donne :

$$l_y = 2 \times 8.6 \sqrt{1 + \frac{0.4}{7.085}} = 17.68 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1768}{15.22} = 116.17 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{116.17}{93.9} = 1.24$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.16 < 1.2$$

axe de flambement (y-y)  $\rightarrow$  courbe de flambement b :  $\alpha = 0.34$

$$\Phi_y = 0.5[1 + \alpha y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.34(1.24 - 0.2) + 1.24^2] = 1.446$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.446 + [1.446^2 - 1.24^2]^{0.5}} = 0.557$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{142.8 \times 2350}{1.1} = 305072.73 \text{ daN}$$

$$M_{by,Rd} = X_y N_{pl,Rd} = 0.557 \times 305072.73 = 169925.52 \text{ daN}.$$

VII.5.4.2. Flambement par rapport a l'axe faible ZZ (hors du plan du portique) :

$$M_{bz,Rd} = X_z N_{pl,Rd} \quad ; \quad N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Phi_z = 0.5[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_t} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

Sachant que ( $\alpha$ ) correspondant a la courbe de flambement, donné par les tableaux de ( $\chi$ ).

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \quad ; \quad k = \frac{I_t}{l_t} \times \frac{h}{I_p} = 7.085$$

$l_z$  : l'entre axe des lisse  $l_z = 2m$

Ce qui nous donne :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{7.29} = 27.44 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{27.44}{93.9} = 0.293$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.16 < 1.2$$

axe de flambement (z-z) → courbe de flambement c :  $\alpha = 0.34$

$$\Phi_y = 0.5[1 + \alpha (\bar{\lambda}z - 0.2) + \bar{\lambda}z^2] = 0.5[1 + 0.34(0.293 - 0.2) + 0.293^2] = 0.559$$

$$\chi_{max} = \frac{1}{\phi z + [\phi z^2 - \bar{\lambda}z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.559 + [0.559^2 - 0.293^2]^{0.5}} = 0.966$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{142.8 \times 2350}{1.1} = 305072.73 \text{ daN}$$

$$M_{bz,Rd} = X_y N_{pl,Rd} = 0.966 \times 305072.73 = \mathbf{294700.26 \text{ daN}}$$

VII.5.5. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi LT + [\phi LT^2 - \bar{\lambda}LT^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\Phi_y = 0.5[1 + \alpha LT(\bar{\lambda}LT - 0.2) + \bar{\lambda}LT^2]$$

Sachant que :

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

Courbe de flambement :

$h/b = 350/300 = 1.16 < 1.2$  → courbe de flambement b :  $\alpha_{LT} = 0.49$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{93.9} \right] [\beta_w]^{0.5}$$

Pour les profilés laminés en I ou H (voir annexe B) CCM 97.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_l^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**HEA 360 :**  $i_z = 7.43 \text{ cm}$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.75 \text{ cm}$$

$L = 200 \text{ cm}$  : entre axe des lisses.

$$C_l = 1.88 - 1.40 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec : } M_a < M_b \quad \text{avec : } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$M_b = \mathbf{12514.60 \text{ daNm}} \quad ; \quad \frac{12514.60}{8.6} = \frac{M_{y,sd}(h = 4m)}{4}$$

$$M_a = M_{y,sd}(h = 4m) = \frac{12514.60 \times 4}{8.6} = 5820.75 \text{ daN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{5820.75}{12514.60} = 0.47$$

$$C_l = 1.88 - 1.40 \times 0.47 + 0.52 \times 0.47^2$$

$$C_l = 1.34 < 2.7$$

Donc on prend :  $C_l = 1.34$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{7.43}}{1.34^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/7.43}{35/1.75} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 22.76$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9} = \frac{22.76}{93.9} = 0.25$$

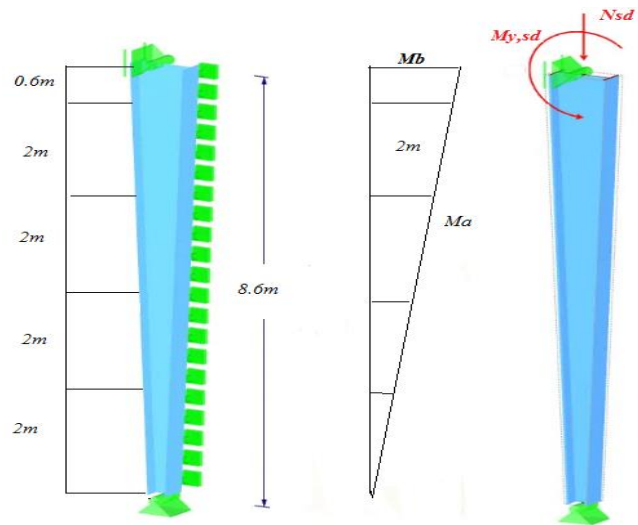


Figure V.11. disposition des efforts sur le poteau

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.49 (0.25 - 0.2) + 0.25^2] = 0.544$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.544 + [0.544^2 - 0.25^2]^{0.5}} = 0.974$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2088 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 44607.28 \text{ daN.}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{ply,Rd} = 0.974 \times 44607.28 = 43447.50 \text{ daN.}$$

### VII.5.6. Calcul des coefficients d'interactions $k_y$ : ( voir annexe 03)

#### VII.5.6.1. Interaction effort normal et le moment flechissant –flambement dans la plan YY :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{by,Rd}} \leq 1$$

$$k_{yy} = \min \left[ C_{my} \left( 1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$C_{my}$  : est le facteurs des moments équivalent .

#### Remarque :

Les facteurs  $C_{mLT}$  et  $C_{my}$  doivent être calculés en considérant le diagramme de moment flechissant sur la longueur du tronçon entre les points de maintien au flambement.

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \quad ; \quad \psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{12514.60} = 0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi = 0.6 + 0.4(0.0) = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left[ 0.6 \left( 1 + [1.24 - 0.2] \frac{9435.99}{139418.24} \right) ; 0.6 \left( 1 + 0.8 \frac{9435.99}{139418.24} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[ 0.642 ; 0.632 ] = \mathbf{0.632}$$

Donc

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{94359.9}{169925.52} + 0.632 \frac{12514.60}{43447.50} = \mathbf{0.737} < 1 \dots \dots \dots \mathbf{OK}$$

VII.5.6.2. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors – plan ZZ

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{yz} \frac{M_{y,sd}}{M_{by,Rd}} \leq 1$$

Le facteur d'interaction  $K_{zy}$  :

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \quad ; \quad \psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{5820.75}{12514.60} = 0.465$$

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4\psi = 0.6 + 0.4(0.465) = 0.786$$

$$k_{zy} = \max \left[ \left( 1 - \frac{0.1 \times 0.293}{0.786 - 0.25} \times \frac{9435.99}{294700.26} \right) ; \left( 1 - \frac{0.1}{0.786 - 0.25} \times \frac{9435.99}{294700.26} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max( 0.998 ; 0.994 ) = 0.998$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + k_{yz} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{94359.9}{294700.26} + 0.998 \times \frac{12514.60}{43447.50} = \mathbf{0.607} < 1 \dots \dots \dots \mathbf{ok}$$

Conclusion :

Le poteau **HEA 360** convient comme poteau de la structure.

***Chapitre VIII :***

*Etude des assemblages*

### VIII.1.Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- ✚ Le rivetage
- ✚ Le boulonnage
- ✚ Le soudage
- ✚ Le collage

#### VIII.1.1.Calcul des assemblages par boulons

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR. Il existe deux types de boulons :

- ✚ **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou à la construction sommaire et secondaire.



Figure VIII.1. Les boulons ordinaires

- ✚ **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une

rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

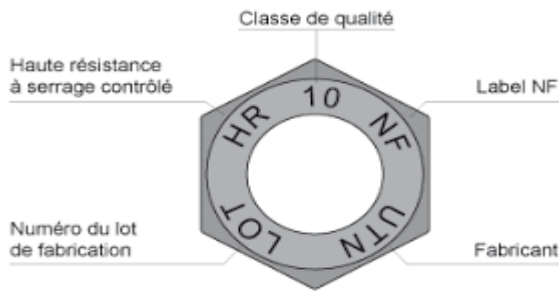


Figure VIII.2. Les boulons en HR.

### VIII.1.2. Avantages des boulons HR :

- + Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur).
- + Capacité à supporter des charges alternées.
- + Meilleur comportement en fatigue.

Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

### VIII.2. Assemblages de contreventement :

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- +  $F_{v,sd}$  : effort de cisaillement
- +  $F_{t,sd}$  : effort de traction

$F_{v,sd}$  et  $F_{t,sd}$  représentent  $F_y$  et  $F_x$  respectivement qui sont déjà calculé.

- +  $F_{v,Rd}$  : résistance de calcul au cisaillement par boulon.
- +  $F_{t,Rd}$  : résistance de calcul à la traction par boulon.

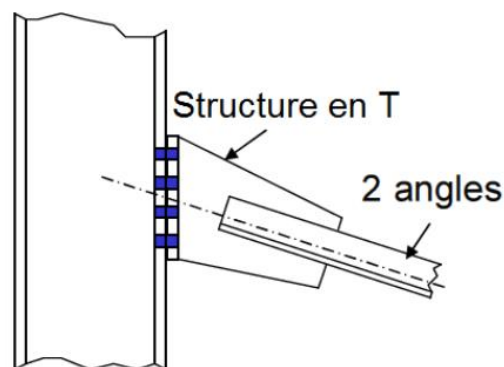


Figure VIII.3. : Configuration de contreventement et détails d'assemblage

Tableau VIII.1. Caractéristique mécanique des boulons

Valeur de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

**Remarque :**

Les classes 6.8, 8.8 et 10.9 sont les plus courantes, parce qu'elles conduisent à un nombre réduit de boulons.

Donc, nous Prenons un boulon de classe 4.6 de caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} f_{yb} = 240 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$F_{v,Rd}$  et  $F_{t,Rd}$  sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante «  $A_s$  » .

Tableau VIII.2. Valeurs de la section «  $A_s$  » des boulons à la traction

Diamètre nominale des boulons $d$ (mm)	12	14	16	18	20	22	24
Section résistante $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	84.3	115	157	192	245	303	353

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma m b}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma m b}$$

Le plan passe par la partie fileté du boulon  $A = A_s$ .

$$\begin{cases} \alpha_v = 0.6 & \text{: pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8 (plus ductile)} \\ \alpha_v = 0.5 & \text{: pour les classes de boulons : 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 (moins ductile)} \end{cases}$$

**Remarque :**

Lorsque le plan passe par la partie non fileté du boulon :  $\alpha_v = 0.6$  quelle que soit la classe des boulons.

On prend (M 14) avec  $A_s = 115 \text{ mm}^2$ .

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma m b} = \frac{0.5 \times 0.8 \times 115}{1.25} = 36.8 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma m b} = \frac{0.9 \times 0.8 \times 115}{1.25} = 74.32 \text{ KN}$$

**VIII.2.1. Calcul des assemblages de la palée de stabilité:**

Sachant que ( $\alpha = 45^\circ$ ) et  $N_{sd} = 12870.525 \text{ daN} = 128.70 \text{ KN}$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd} \cdot \cos 45^\circ}{8} = \frac{128.70 \times \cos 45^\circ}{8} = 11.35 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd} \cdot \sin 45^\circ}{8} = \frac{128.70 \times \sin 45^\circ}{8} = 11.35 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{11.35}{36.8} + \frac{11.35}{1.4 \times 74.32} = 0.45 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Conclusion :**

- 4 boulons M14 de classe 4.6 convient comme assemblages de contreventement pour (poutre au vent et palées de stabilité)

**VIII.3 Assemblage «Poteau -lisse » : HEA450 -IPE140**

**VIII.3.1. Calcul des boulons sollicités au cisaillement et à la traction :**

On assume des boulons M12 de classe 4.6

$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

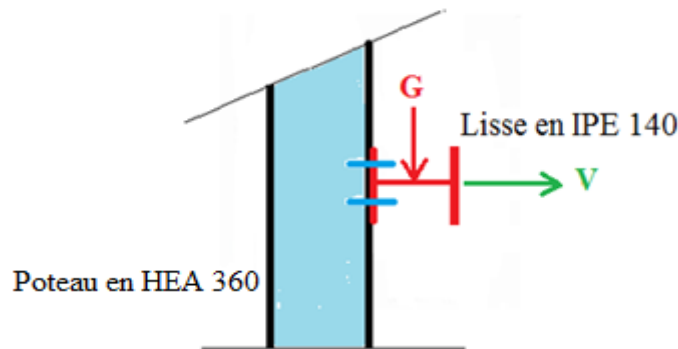


Figure VIII.4. Assemblage poteau-poutre

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

**VIII.3.1.1. Les charges revenant à la lisse intermédiaire (CH.3)**

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 96.8 = 145.2 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 56.9 = 76.815 \text{ daN/ml.}$$

$$R_G = 1.35G \times (l/2) = 76.815 \times 6/2 = 230.44 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{230.44 \times 2}{4} = 115.22 \text{ daN} = \mathbf{1.15 \text{ kN}}$$

$$R_V = 1.5V \times l/2 = 145.2 \times 6/2 = \mathbf{435.6 \text{ daN}}$$

$$F_{t,sd} = \frac{435.6 \times 2}{4} = 217.8 \text{ daN} = \mathbf{2.17 \text{ kN}}$$

$$F_{v,Sd} = F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{m0}} = \frac{0.6 \times 400 \times 10^{-3} \times 84.3}{1.1} = \mathbf{18.39 \text{ kN}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{m0}} = \frac{0.9 \times 400 \times 10^{-3} \times 84.3}{1.1} = \mathbf{27.58 \text{ kN}}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{1.15}{18.39} + \frac{2.17}{1.4 \times 27.58} = 0.11 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Conclusion :**

- 4 boulons de diamètre M12 de classe 4.6 convient comme assemblages de poteaux-lisses.

**VIII.4 Assemblage « barres de la ferme » :**

**VIII.4.1 Efforts sollicitant :**

Les choix qui se sont porté en avant sur les éléments principaux de la ferme sont :

- ✚ Les diagonales sont de double cornière à aile égales 2L 60x60x8.
- ✚ Les montants sont de double cornière de 2L 45x45x5.
- ✚ Les membrures supérieures et les membrures inférieures sont de double cornière de 2L75x75x10.

**Tableau VIII.3. Effort dans les éléments de la ferme**

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
sections	2L75x75x10.	2L75x75x10.	2L 60x60x8.	2L 45x45x5.
Efforts en KN	Nsd = -275.67 KN (compression) Nsd = +17.98 KN (traction)	Nsd = +273.84 KN (tension) Nsd = -17.85KN (compression)	Nsd= +165.99KN (traction) Nsd = - 10.83 KN (compression)	Nsd = -95.22 KN (compression) Nsd = +6.21 KN (traction)

**Remarque :**

Puisque les éléments de la ferme sont de doubles cornières donc l'effort sollicitant  $N_{sa}$  sera divisé par deux pour avoir l'effort d'une cornière.

**VIII.4.2. Pré dimensionnement du gousset:**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

**Tableau VIII.4. Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué**

F(KN)	≤ 200	200 - 450	450 - 750	750 - 1150	1150 - 1650
Section	8mm	10mm	12mm	14mm	16mm

**VIII.4.2.1. Les vérifications :**

- Pour les membrures supérieures :  $N = 275.67 \text{ KN}$  : entre 200 - 450 kN.
- Pour les membrures inférieures :  $N = N_{sd} = +273.84$  : entre 200 - 450 kN
- Pour les diagonales :  $N = +165.99 \text{ KN}$  : entre 200 - 450 kN
- Pour les montants :  $N = 95.22 \text{ KN} < 200 \text{ kN}$

Donc on opte pour :  $e = 10 \text{ mm}$

**VIII.4.3. Pré dimensionnement de la gorge:**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_{\max}$$

avec :

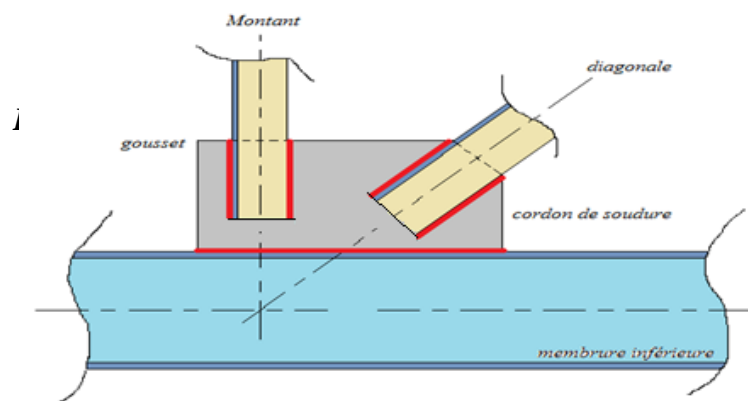
$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm}$$

Donc on opte pour :  $a = 4 \text{ mm}$



**Figure VIII.5. Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme**

**VIII.4.3.1. Les longueurs de soudure :**

Elles sont données comme suit :

Selon EUROCODE (art.6.6.5.3)

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

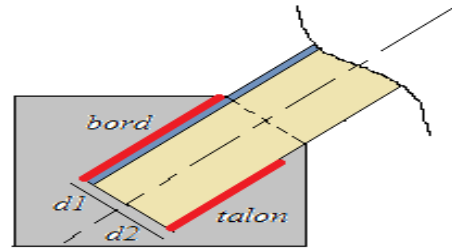


Figure VIII.6. Longueur des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

$N/2$  : 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 :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 4 \text{ mm}$

$d$  : Distance du centre de gravité au talon

$d'$  : Distance du centre de gravité au bord

Pour la membrure supérieure :

$$N_{sd} = 275.67 \text{ KN} \rightarrow N_{sd}/2 = 137.84 \text{ KN} = 13784 \text{ daN}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)} = \frac{13784 \text{ daN} (1.25) \times 0.8 \times \sqrt{3}}{4 \text{ mm} \times 36 \left(\frac{\text{daN}}{\text{mm}^2}\right) \times \left(1 + \frac{4.78}{2.22}\right)} = 52.58 \text{ mm} = 5.258 \text{ cm}$$

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} = \frac{13784 (1.25) \times 0.8 \times \sqrt{3}}{4 \times 36 \times \left(1 + \frac{2.22}{4.78}\right)} = 113.22 \text{ mm} = 11.322 \text{ cm}$$

Tableau VIII.5. Dimension des cordons de soudure

Eléments	Type des cornières	$N_{sd}/2$	Distances		Longueur des soudures		Gorges (mm)
			$d'$ (cm)	$d$ (cm)	$L_{\text{bord}}$ (cm)	$L_{\text{talon}}$ (cm)	
Membrures supérieures	2L75x75x10	13784 daN	4.78	2.22	5.26	11.33	4
Membrane inférieures	2L75x75x10	13692 daN	4.78	2.22	5.23	11.25	4
Diagonales	2L 60x60x8.	8299 daN	4.23	1.77	2.95	7.04	4
Montants	2L 45x45x5.	4761 daN	3.22	1.28	1.63	4.10	4

**VIII.4.4. Résistance ultime de la section de gorge :**

**Diagonale :** 2L60X60X8  $d = 17.7\text{mm}$  ,  $d' = 60 - 17.7 = 42.3\text{mm}$

$$N_{\text{talon}} \times (d+d') = N_{sd}/2 \times d'$$

$$N_{\text{talon}} = N_{sd}/2 \times (d'/(d+d')) = 165.99/2 \times (42.3/(17.7+42.3)) = 58.51 \text{ kN}$$

$$N_{\text{bord}} = N_{sd}/2 \times (d/(d+d')) = 165.99/2 \times (17.7/(17.7+42.3)) = 48.96 \text{ kN}$$

**VIII.4.4.1. Le talon :**

$$N_{\text{talon}} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = f_{vw} \times a \times l$$

$$a = 0.7 \times S$$

Avec :  $a$  : section de gorge

$S$  : largeur du cordon = 10 mm (trouvé en haut)

$l$  : longueur du cordon du talon (à déterminer)

$f_{vw} = (f_u/\sqrt{3}) \times \beta_w \times \gamma_{M2}$  : résistance ultime de cisaillement du cordon de soudure.

$\beta_w = 0.8$  : coefficient de corrélation

$\gamma_{M2} = 1.25$  : coefficient de sécurité

$$f_{vw} = (f_u/\sqrt{3}) \times \beta_w \times \gamma_{M2} = (360/\sqrt{3}) \times 0.8 \times 1.25 = 207.84 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = f_{vw} \times a \times l = f_{vw} \times 0.7 \times S \times l = 207.84 \times 0.7 \times 10 \times l = 1454.88 \text{ l}$$

$$N_{\text{talon}} \leq F_{v,Rd}$$

$$58.51 \text{ kN} = 58510 \text{ N}$$

$$58510 \text{ N} \leq 1454.88 \text{ l}$$

$$l \geq 58510 / 1454.88 = 40.2 \text{ mm} \quad \text{On prend } l = 50 \text{ mm}$$

$$N_{\text{talon}} = 58.51 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 72744 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.4.4.2. Le bord :**

$$N_{\text{bord}} \leq F_{v,Rd}$$

$$48.96 \text{ kN} = 48960 \text{ N}$$

$$48960 \text{ N} \leq 1454.88 \text{ l}$$

$$l \geq 48960 / 1454.88 = 33.65 \text{ mm} \quad \text{On prend } l = 40 \text{ mm}$$

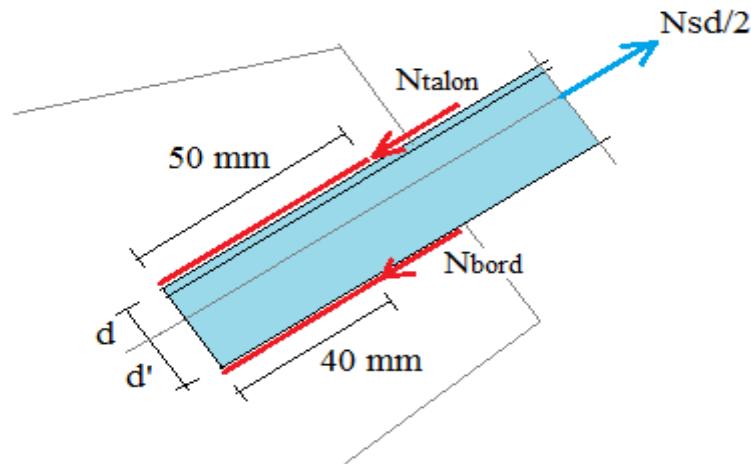


Figure VIII.7. Les efforts de la diagonale ainsi que les longueurs appliquées  
**Montant : 2L 45x45x5.  $d = 12.8\text{mm}$  ,  $d' = 32.2\text{mm}$**

**Le bord :**

$$N_{\text{talon}} \times (d+d') = N_{\text{sd}}/2 \times d'$$

$$N_{\text{talon}} = N_{\text{sd}}/2 \times (d'/d+d') = (95.22/2) \times (32.2/(12.8+32.2)) = 32.07\text{kN}$$

$$N_{\text{bord}} = N_{\text{sd}}/2 \times (d/d+d') = (95.22/2) \times (12.8/(12.8+32.2)) = 13.55\text{kN}$$

**Le talon :**

$$N_{\text{talon}} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = f_{vw} \times a \times l$$

$$a = 0.7 \times S$$

**Avec:**

$a$  : section de gorge

$S$  : largeur du cordon = 10 mm (trouvé en haut)

$l$  : longueur du cordon du talon (à déterminer)

$f_{vw} = (f_u/\sqrt{3})\beta_w \times \gamma_{M2}$  : résistance ultime de cisaillement du cordon de soudure.

$\beta_w = 0.8$  : coefficient de corrélation

$\gamma_{M2} = 1.25$  : coefficient de sécurité

$$f_{vw} = (f_u/\sqrt{3})\beta_w \times \gamma_{M2} = (360/\sqrt{3}) \times 0.8 \times 1.25 = 207.84\text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = f_{vw} \times a \times l = f_{vw} \times 0.7 \times S \times l = 207.84 \times 0.7 \times 10 \times l = 1454.88\text{ l}$$

**Le talon:**

$$N_{\text{talon}} \leq F_{v,Rd}$$

$$32.07\text{ kN} = 32070\text{ N}$$

$$32070\text{ N} \leq 1454.88\text{ l}$$

$$l \geq 32070/1454.88 = 22.08\text{ mm} \quad . \quad \text{On prend : } l = 30\text{ mm}$$

**Le bord :**

$$N_{\text{bord}} \leq F_{v,Rd}$$

$$13.55 \text{ kN} = 13550 \text{ N}$$

$$13550 \text{ N} \leq 1454.88 l$$

$$l \geq 13550/1454.88 = 9.34 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ On prend } l = 20 \text{ mm}$$

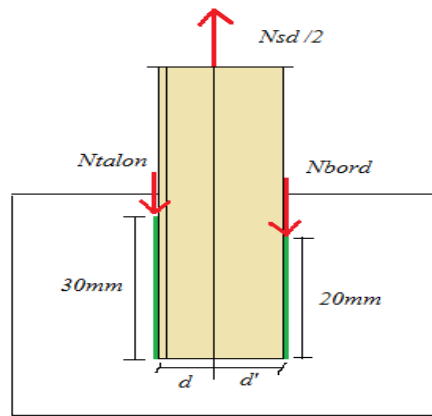


Figure VIII.8. Les efforts du montant ainsi que les longueurs appliquées

**VIII.5 Assemblages des boulons de rives :**

**VIII.5.1 Efforts Sollicitant :**

Les sollicitations maximales à prendre en considération sont :

$$Nsd = 9435.99 \text{ daN} = 94.3599 \text{ KN}$$

$$Msd = 12514.60 \text{ daNm} = 125.460 \text{ KNm}$$

$$Vsd = 1248.72 \text{ daN} = 12.4872 \text{ KN}$$

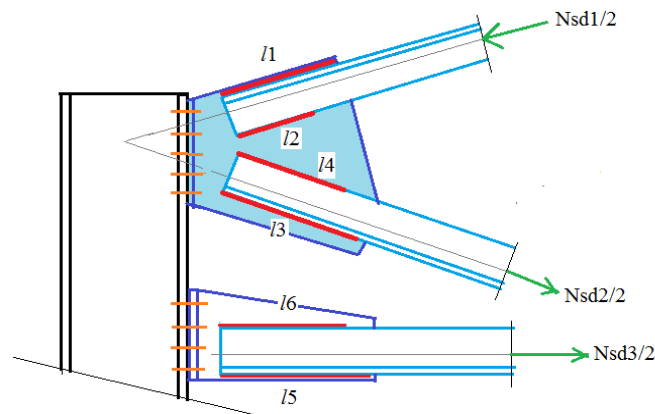


Figure VIII.9. Assemblage poteau-ferme

**VIII.5.2 Disposition constructive :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de **H.R 10. 9** de diamètre ( $\phi$  20)

$$\text{Boulon M20 : } A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2.$$

VIII.5.2.1.pince longitudinale

**$1.5 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$**

$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$

$1.5 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 20$

$33 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$

On prend :  $e_1 = 40 \text{ mm}$

VIII.5.2.2.pince longitudinale :

**$1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t$**

$d_0 = \phi + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$

$1.2 \times 20 \leq e_1 \leq 12 \times 20$

$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$

$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$

On prend :  $e_1 = 80 \text{ mm}$

VIII.5.3.Vérification des efforts en traction : elle est donnée par la condition suivante:

**$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$**

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd3/2} = \frac{12514.60 \text{ daNm}}{0.8} + 13692 \text{ daN} = 29335.25 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 100 \times 245}{1.25} = 176400 \text{ daN}$$

Donc :  $F_{t,Sd} = 29335.25 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 176400 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

VIII.5.4.Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

**$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}}$**

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}} = \frac{100 \times 245}{\sqrt{3}} = 14145.08 \text{ daN} \rightarrow \frac{V_R}{\gamma_{m0}} = \frac{14145.08}{1.1} = 12859.17 \text{ daN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{1248.72}{8} = 156.09 \text{ daN}$$

Donc :  $V_d = 156.09 \text{ daN} < \frac{V_R}{1.1} = 12859.17 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**Conclusion :**

- ❖ 8 boulons de diamètre M20 de classe H.R 10.9 Pour la membrure inférieure.
- ❖ 10 boulons de diamètre M20 de classe HR 10.9 pour la membrure supérieure

***Chapitre IX :***  
*Calcul des bases des*  
*poteaux*

**IX.1.Introduction :**

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

D'après le RPA99 version 2003 :

a)- Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5N$
- $1.35G+1.35N+1.35V$
- $G+1.5V$

b)- Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- ✚ stabilité de l'ouvrage (rigide).
- ✚ facilite d'exécution (coffrage).
- ✚ économie (ferraillage).

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- ✓ un effort normal
- ✓ un moment de flexion

**IX.1.2.Les pieds de poteaux :**

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

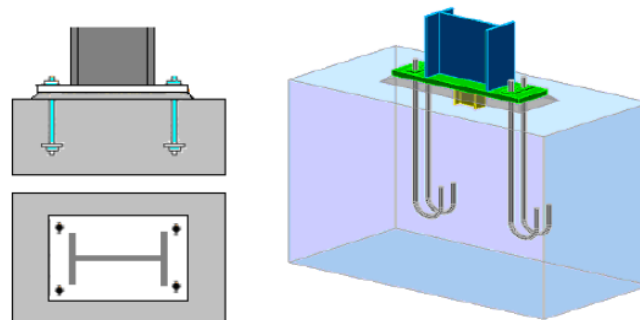


Figure .IX.1. Pieds de poteaux encastré et emplacements pour les boulons d'ancrage.

**IX.2. Le dimensionnement de la plaque assise d'un poteau :**

Pour faire le calcul de la plaque assise d'un poteau en HEA 360 sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression :  $N_{sd} = 9435.99 \text{ daN}$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{sd} = 1248.72 \text{ daN}$
- Effort de soulèvement :  $N_{sd} = 36.25 \times 6 \times 10.35 = 2251.13 \text{ daN}$

**IX.2.1. Les données de base :**

Plaque d'assise en acier S235 .....  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$   
 Fondation en béton de classe C25/30 .....  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

**Tableau. VIII.1. Coefficients partiels de sécurité**

<b>Acier</b>	$\gamma_{m0} = 1.1$	$\gamma_{m2} = 1.25$
<b>Béton</b>	$\gamma_c = 1.5$	

**IX.2.2. La résistance du béton a la compression :**

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :  $\alpha_{cc} = 1$  (selon l'annexe nationale).

Du coup, la résistance du béton devient :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1.5} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**IX.2.3. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement :**

$\beta_j = \frac{2}{3}$  : qui est La valeur du coefficient du matériau de scellement

a)- Les dimensions de la fondation :

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}}\right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

b)- La résistance de calcul a l'écrasement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**IX.2.4. 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 :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2 = \frac{1}{440 \times 300} \left(\frac{94359.9}{16.7}\right)^2 = 241.87 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (1)$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{94359.9}{16.7} = 5650.30 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (2)$$

On distingue que (2) est le plus grand.

**IX.2.5. Choix du type de la plaque d'assise :**

$$A_{c0} < 0.95 \times h \times b$$

Ce qui nous donne :

$$A_{c0} = 5650.30 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 350 \times 300 = 99750 \text{ mm}^2$$

**Conclusion 01 :**

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 350 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 17.5 = 335 \text{ mm}$$

$$h_p = 450 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 350 + 2 \times 17.5 = 385 \text{ mm}$$

ce qui nous donne:  $A_{c0} = 350 \times 450 = 157500 \text{ mm}^2 > 5650.30 \text{ mm}^2$

**IX.2.6. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :**

IX.2.6.1. Calcul de la largeur d'appui additionnel (c) :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Constante	Plaque d'assise à projection courte	Plaque d'assise à projection étendue	
	Tronçons en T équivalents non recouvrant	Tronçons en T équivalents non recouvrant	Recouvrement anticipé des tronçons en T équivalents
A	2	2	2
B	$-(b_{rc} - t_{wc} + h_c)$	$+(2b_{rc} - t_{wc} + h_c)$	$+(b_{rc} + h_c)$
C	$+(N_{sd} / 2 f_{jd}) - (2b_{rc} t_{rc} + 4t_{rc}^2 + 0.5 h_c t_{wc} - t_{rc} t_{wc})$	$+(b_{rc} t_{rc} + 0.5 h_c t_{wc} - t_{rc} t_{wc}) - (N_{sd} / 2 f_{jd})$	$+(b_{rc} h_c) / 2 - (N_{sd} / 2 f_{jd})$

$A = +2$  (voir le tableau 2 si- dessous)

**Tableau IX.2.** Expressions des paramètres de l'équation quadratique

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 10 + 350) = -640 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 94359.9}{16.7} - (2 \times 300 \times 17.5 + 4(17.5)^2 - 0.5 \times 350 \times 10 - 17.5 \times 10)$$

$$C = -6974.85 \text{ mm}^2$$

a)- La largeur additionnelle est :

$$C = \frac{640 - \sqrt{640^2 - 4 \times 2 \times (-6974.85)}}{2 \times 2} = -10.55 \text{ mm}$$

**IX.2.6.2. Calcul de la largeur d'appui additionnelle c :**

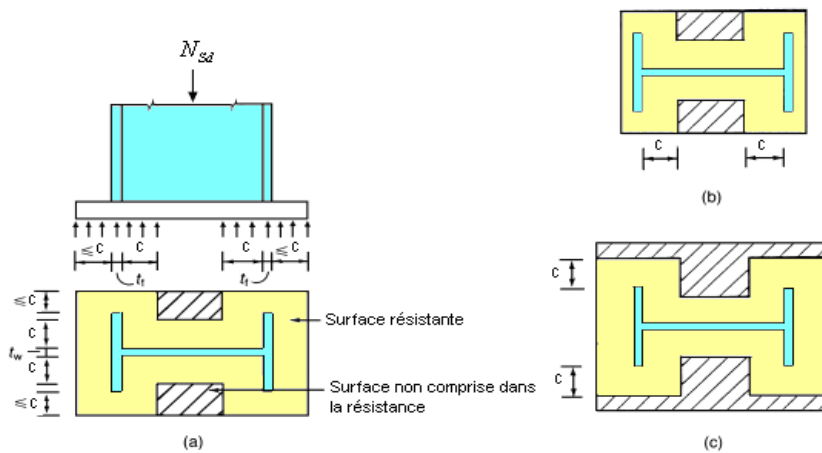
En posant ( $t = 15\text{mm}$ ) comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left( \frac{f_{yp}}{3 f_{jd} \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 15 \left( \frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 31 \text{ mm}$$

$$C = 31\text{mm} \leq \frac{(h_c - 2 t_{fc})}{2} = \frac{(350 - 2 \times 17.5)}{2} = 78.75 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Conclusion 02 :**

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tançons des deux semelles.



**Figure IX.2.** Aire comprimé sous la plaque d'assise.  
 (a) Cas générale  
 (b) Projection courte  
 (c) Projection étendue

**Remarque :**

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15 mm.

Donc :  $\beta_c = 15\text{mm} < c = 31 \text{ mm} \rightarrow$  la plaque est de projection courte.

**IX.3. Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  : (La plaque d'assise est de projection courte).**

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(300 + 2 \times 15)(31 + 15 + 17.5) + (350 - 2 \times 31 - 2 \times 17.5)(2 \times 31 + 10)$$

$$A_{eff} = 60126 \text{ mm}^2$$

#### IX.4. Calcul de la résistance à l'effort axial $N_{sd}$ :

$$N_{sd} < N_{Rd}$$

Avec :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 60126 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1004.11 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 94.3599 \text{ KN} < N_{Rd} = 1150.90 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

#### IX.5. Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

##### IX.5.1. calcul du moment résistant $M_{Rd}$ :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1} = 08.012 \text{ KNmm/mm}$$

##### IX.5.2. Calcul du moment de flexion $M_{sd}$ :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 94.3599}{60126} = 0.754 \text{ kNmm/mm}$$

$$M_{sd} = 0.754 \text{ kNmm/mm} < M_{Rd} = 08.012 \text{ KNmm/mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### IX.6. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} < F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0.2 \times 94.3599 = 18.88 \text{ KN}$$

Avec :

$N_{sd}$  : l'effort de calcul de compression du Poteau .

$C_{fd}$  : est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{sd} = 12.4872 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 18.88 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**IX.7. Les tiges d'encrages :**

Généralement elles sont recourbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige lors du montage de la structure. Ces efforts sont généralement engendrés par le vent de soulèvement et par les moments à la base dans le cas des poteaux encastrés.

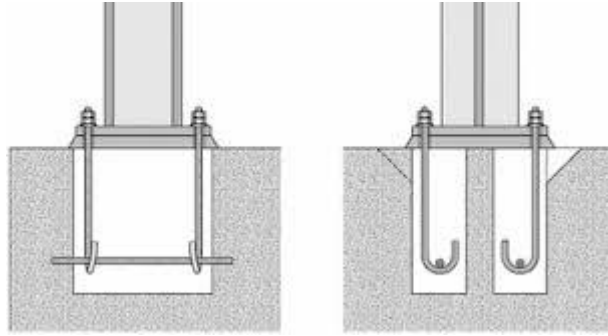


Figure IX.3. Tige d'encrage

**IX.7.1. Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :**

Selon L'EN1993-1-8 §6.2.2 :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b F_{vb,Rd}$$

$F_{f,Rd}$  : résistance de frottement en présence d'un effort axial de compression  $N_{sd}$  dans le poteau .

$$F_{f,Rd} = 0.2 N_{sd}$$

$F_{vb,Rd}$  : résistance d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \times f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

Sachant que :  $n_b$  : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance au cisaillement des tiges d'ancrage, du coup elle est valable que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$

$$F_{f,Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 94.3599 = 18.88 \text{ KN}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245 \times 10^{-3}}{1.25} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 18.88 + 2 \times 29 = 76.88 \text{ KN}$$

Ce qui nous donne :  $V_{sd} = 12.4872 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 76.88 \text{ KN}$  ..... **Vérifiée**

**Remarque :**

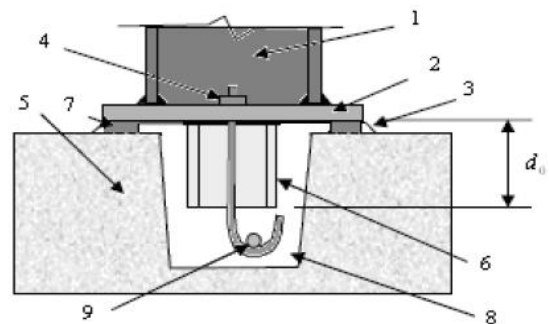
Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement (figure VII.4) pour soulager la plaque d'assise dans le cas de grands efforts de cisaillement comme le séisme.

Pour cela, On choisit une bêche selon les conditions suivantes :

- ✚ **Profondeur efficace** :  $60\text{mm} \leq L_{\text{eff}}(\text{bêche}) \leq 1.5 b_{\text{bêche}}$
- ✚ **Hauteur de la bêche** :  $h_{\text{bêche}} \leq 0.4 h_c$
- ✚ **Elancement maximal des ailes** :  $B_{\text{bêche}} / t_{\text{bêche}} \leq 20$

La légende des éléments fondamentaux:

1. Poteau en H
2. Plaque d'assise
3. Scellement rempli de mortier décalage
4. Boulon d'ancrage
5. Fondation en béton
6. Bêche de cisaillement en H
7. Plaque de positionnement /nivellement  
En acier
8. Cavité à remplir de mortier après  
Avoir positionné le poteau



**Figure. VIII.4.** Pied de poteau avec bêche De cisaillement

Les dimensions d'un profile **HEA 120** respectent les TROIS conditions.  
Une bêche en **HEA 120** en acier **S235** est retenue.

- ✚ **La profondeur totale** :  $d_0 = 114 \text{ mm}$
- ✚ **La longueur efficace** :  $L_{\text{eff}} = 114 - 30 = 84\text{mm}$
- ✚ **L'épaisseur du scellement est de 30mm**

**IX.8. Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :**

Dans le cas ou l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant à la fondation.  
D'après les résultats du chapitre 5 (poteaux fermes)

$$N_{sd} = 2251.13\text{daN} = 22.5113 \text{ KN.}$$

**IX.8.1. Vérification de la tige d'ancrage à la résistance :**

Pour plus de sécurité, on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{vb.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

**Remarque :**

On considère le Vsd pour plus de sécurité les charges vers le bas ↓ : Vsd = 1248.72 daN.

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6 \text{ KN.}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{vb.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t,Rd}} = \frac{\frac{12.4871}{4}}{29} + \frac{\frac{22.5113}{4}}{70.6} = 0.11 + 0.080 = 0.19 < 1 \dots\dots\dots ok$$

Pour quatre (04) tiges M20 en classe 4.6 :

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $F_{ub} = 400\text{N/mm}^2$
- $F_{yb} = 240\text{N/mm}^2$
- $d = 20\text{mm}$

**IX.8.2. Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :**

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{4} \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d'ancrage en traction :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2)$$

Les valeurs courantes sont présentées comme suit :

- $r = 3d = 3 \times 20 = 60\text{mm}$
- $l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40\text{mm}$
- $l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm.}$

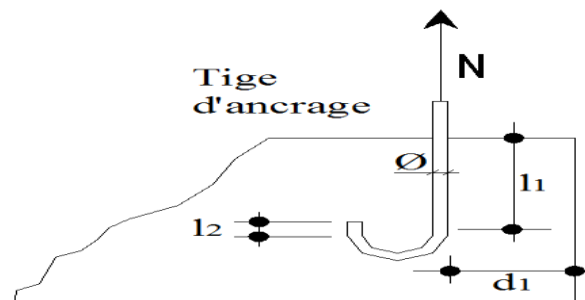


Figure VIII.5. Dimensionnement de la tige d'ancrage

**IX.8.2.1. la longueur totale de la tige :  $L_t$** 

$$L_t = (l_1 + 6.4 r + 3.5l_2) = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = \mathbf{924mm}$$

Selon l'Eurocode de CTICM [1] on utilise la formule suivante :

$$l_{b.rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$f_{ub}$  : résistance ultime du boulon d'ancrage.

$f_{bd}$  : contrainte d'adhérence de calcul.

$d$  : diamètre du boulon d'ancrage.

**IX.8.2.2. calcul de la contrainte d'adhérence  $F_{bd}$  :**

Classe de béton C25/30 :

$F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  : la résistance a la compression du béton.

$\gamma_c = 1.15$  : coefficient de sécurité.

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = \mathbf{1.20 \text{ N/mm}^2}$$

$$l_{b.rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.20} = \mathbf{960 \text{ mm}}$$

Donc : la résistance d'ancrage en traction est donnée par le calcul suivant :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot l_{b.rqd} = 3.14 \times 20 \times 960 \times 1.20 = \mathbf{72382 \text{ N} = 72.382 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow N_{sd} / 4 = 22.5113 / 4 = \mathbf{05.63 \text{ KN}} < F_{anc.Rd} = 72.382 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**Remarque :**

Puisque le pied des poteaux soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

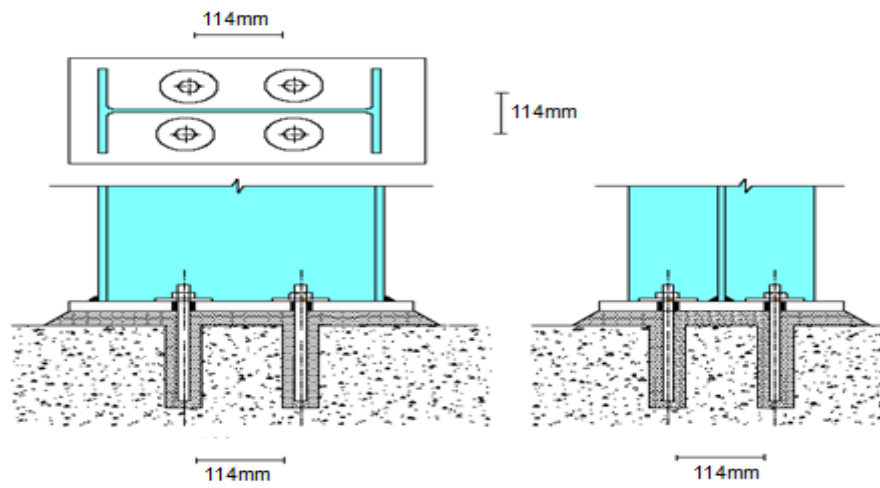


Figure IX.6. Nombre de boulons d'ancrage.

***Chapitre X :***

*Les fondations en béton  
armé*

**X.1.Introduction :**

La fondation d'une construction sont constitué par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettant les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

**X.2.Les types des fondations :**

- ✚ Fondation superficielle.
- ✚ Semelle isolée sous Poteau.
- ✚ Semelle filante continue sous mur.
- ✚ Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- ✚ Radiers généraux ou nervurés.
- ✚ Fondation profonde (semelle sous pieux).

**X.3.Choix des fondations :**

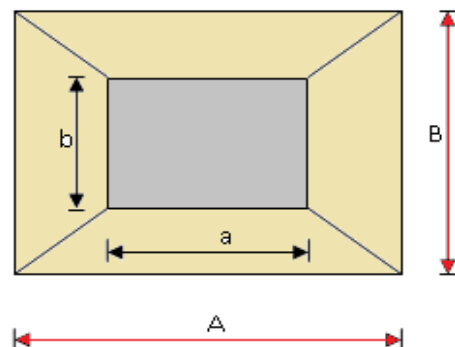
- ✚ Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✚ La nature et le poids de la superstructure.
- ✚ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✚ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- ✚ La superstructure et ces charges.
- ✚ Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol  $=0.2\text{MPa}$ )



X.4.Étude des semelles :

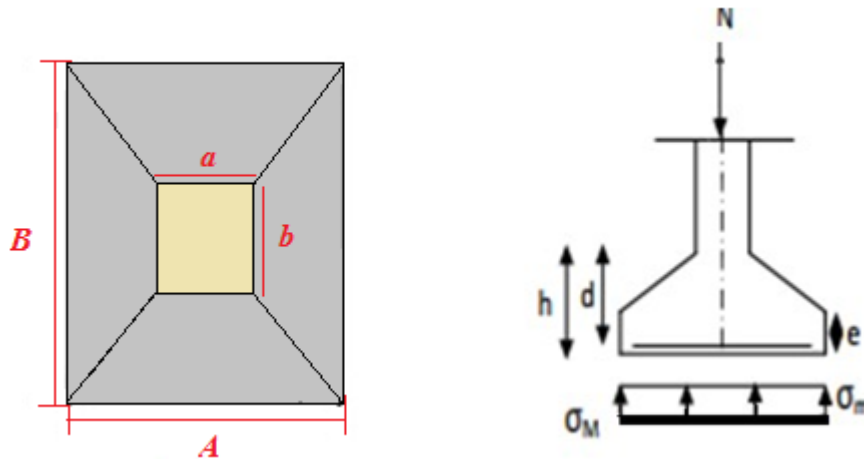


Figure X.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

X.5.Charges à prendre en considération :

Sous l'effort vers le bas :  $V_{sd} = 1245.72 \text{ daN}$   
 $N_{sd} = 9435.99 \text{ daN}$ .

X.5.1. Dimensionnement de la semelle :

Détermination de A et B ?

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

On a :  $b = 350 \text{ mm}$   
 $a = 450 \text{ mm}$

Sachant que :  $\sigma_{SOL} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{350}{450} \times \frac{94359.9}{0.2}} \\ A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{450}{350} \times \frac{94359.9}{\sigma_{SOL}}} \end{cases} = \begin{cases} B \geq 606 \\ A \geq 779 \end{cases}$$

$B > 606 \text{ mm}$   
 $A > 779 \text{ mm}$

Nous allons opter pour une semelle carrée de dimensions  $(850 \times 650) \text{ mm}^2$

**b. Déterminations de  $d$  et  $h$  :**

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B - b}{4} < d < A - a$$

$$\frac{650 - 350}{4} < d < 850 - 450$$

$$75 < d < 400$$

Nous allons prendre  $d = 300 \text{ mm}$

$$h = 300 + 50 = 350 \text{ mm}$$

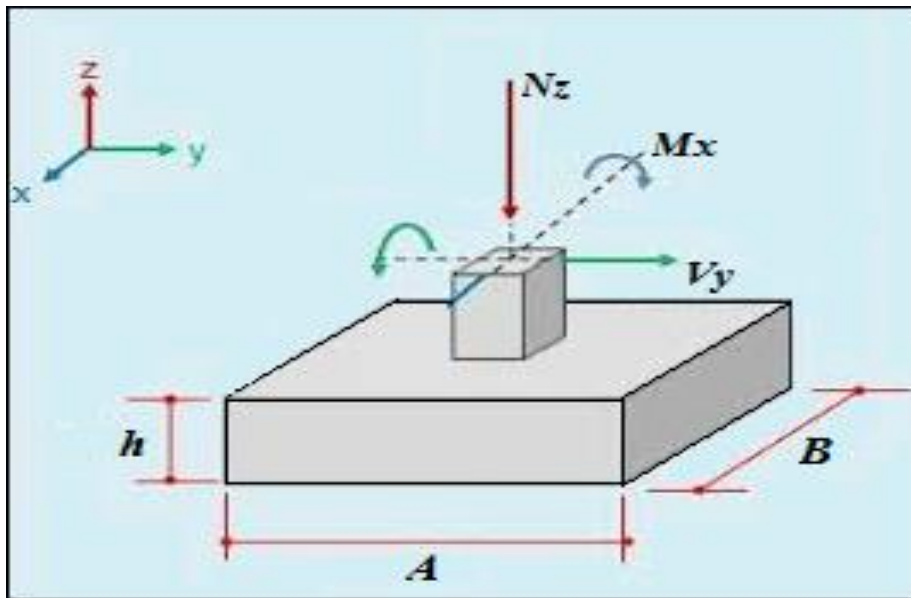


Figure X.2. Dimensionnement de la semelle isolée

**X.5.2.calcul du ferrailage :**

Tableau VIII.1. Valeurs de l'effort normal

Effort	ELU	ELS
$N_{sd}$ [daN]	9435.99	6989.62

**À l'ELU :**

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{94359.9 \times (850 - 450)}{8 \times 300 \times 348}$$

$$A_u = 45.20 \text{ mm}^2$$

**à l'ELS :**

$$A_u = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 266.6 \text{ MPa}$$

*n*: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{69896.2 \times (850 - 450)}{8 \times 300 \times 266.6} = 43.70 \text{ mm}^2$$

Nous avons  $A_s = 43.70 \text{ mm}^2 < A_u = 45.20 \text{ mm}^2$  ..... **condition vérifiée.**

**X.5.3. Condition de non fragilité :**

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{350 \times 300 \times 2.1}{400}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s = 126.79 \text{ mm}^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** (6.78cm<sup>2</sup>)

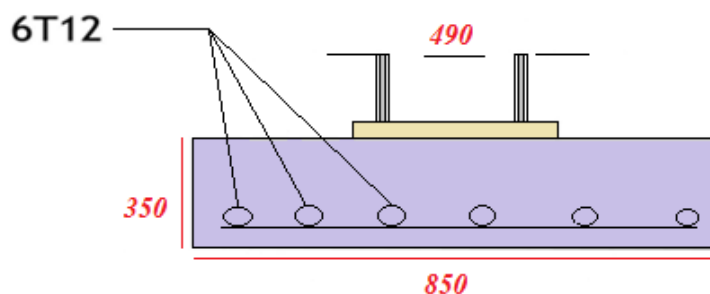


Figure X.3. Ferrailage des semelles isolées.

**X.6. Calcul des longrines :**

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

**X.6.1-Dimensionnement des longrines :**

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

**X.6.2-Calcul du ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20KN\right)$$

Avec :

$N$  : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

✚ **L'ELU :**

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{9435.99}{12} = 786.3325 \text{ daN} = 7.86 \text{ KN}$$

✚ **L'ELS :**

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{6989.62}{12} = 582.46 \text{ daN} = 5.82 \text{ KN}$$

$$F = \{7.86 \text{ KN}; 5.82 \text{ KN}; 20 \text{ KN}\} = 20 \text{ KN}.$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{20 \times 10^{-3}}{348} = 0.575 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{20 \times 10^{-3}}{266.6} = 0.751 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend  $A_{st} = 6 T12 = 6.78 \text{ cm}$

**X.7.Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm} \\ A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

**X.7.1.Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min (h/35 ; \phi \text{ min} ; b/10) \Rightarrow \phi t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend :  $\phi t = 8\text{mm}$ .

**X.7.2.Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15\phi) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\phi t) \rightarrow St \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement :  $St = 10 \text{ cm}$ .

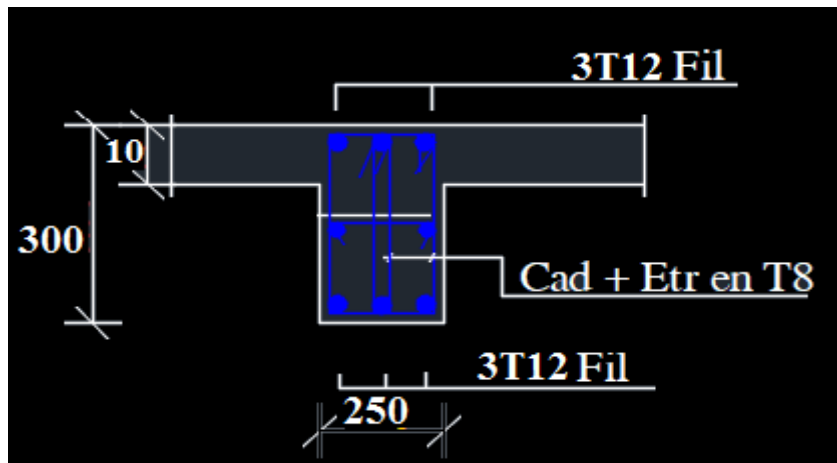


Figure VIII.4.Ferrailage de l'longrine

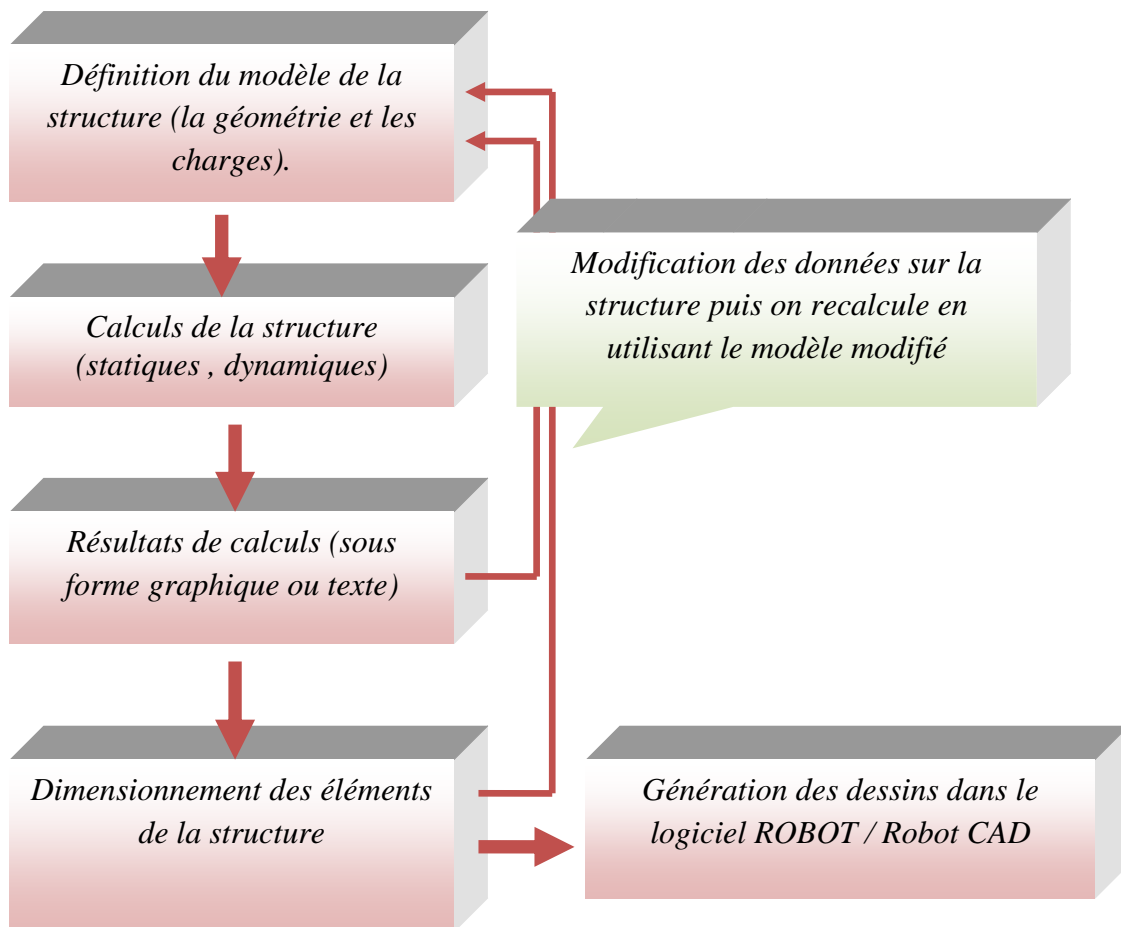


***Chapitre XI :***  
*La modélisation*

### XI.1.Introduction :

*Auto desk ROBOT structural Analysis Professional 2010 est un logiciel de calcul destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures : métalliques, bois, béton armé, ouvrages d'art, structures câblées sous chargements statiques et excitations dynamiques... et éditer des notes de calcul. L'analyse de la structure comprend la définition du modèle, les calculs des efforts internes, des déformations et la vérification des résultats obtenus avec les exigences réglementaires en vigueur.*

*Le mode opératoire du logiciel Auto desk ROBOT structural Analysis Professional 2010 peut être divisé en plusieurs étapes :*



**Figure XI.1.** Les étapes du mode opératoire standard du logiciel

### XI.2. Démarrage du logiciel robot :

*Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.*

*Après le lancement du système ROBOT (pour ce faire, cliquer sur l'icône approprié affiché sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches), la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.*

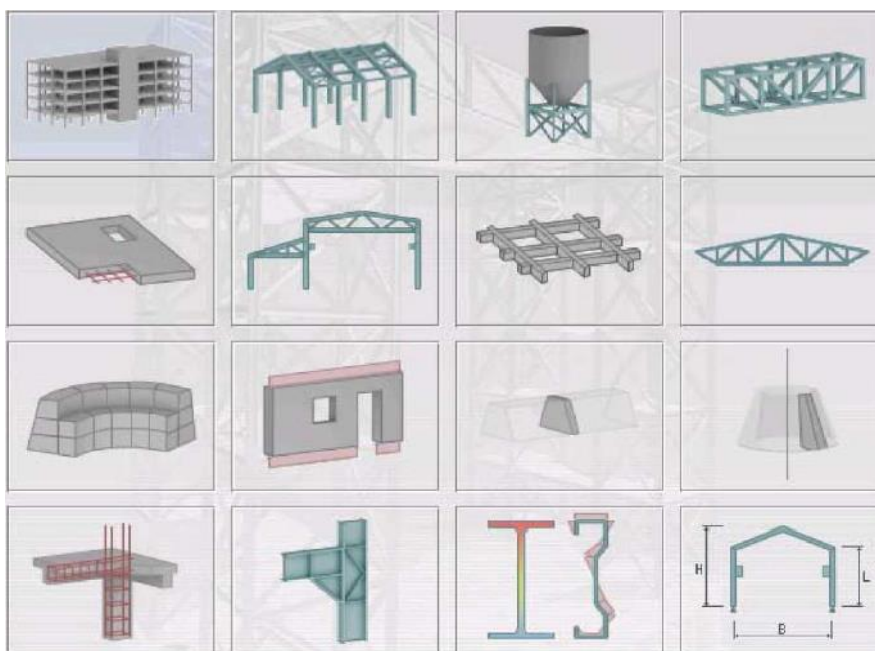


Figure XI.2. Modèles spécialisés qu'on trouve dans le logiciel robot



*Etude d'un portique spatial*



*Etude d'une coque*



*Etude d'un treillis spatial*



*Etude d'une dalle en Béton armé*



*Etude d'un portique plan*



*Etude d'un grillage*



*Etude d'un treillis plan*



*Modélisation en volumique*



*Etude d'une structure axisymétrique*



*Assemblages charpentes métalliques*

Après la sélection de l'une de ces options, les paramètres du logiciel Robot sont adaptés aux fonctions du module réglementaire sélectionné ou au type de structure sélectionné. En fonction de l'objectif et du mode de fonctionnement du module, le logiciel affiche soit la fenêtre de l'éditeur graphique dans laquelle vous pouvez effectuer la saisie, soit le bureau spécifique adapté aux fonctions du module.

### XI.3. l'environnement de travail

Une fois un type de structure sélectionné, vous arrivez à l'écran ci-dessous avec un certain nombre de zones utiles à connaître pour le déroulement de votre modélisation et de l'exploitation des résultats.

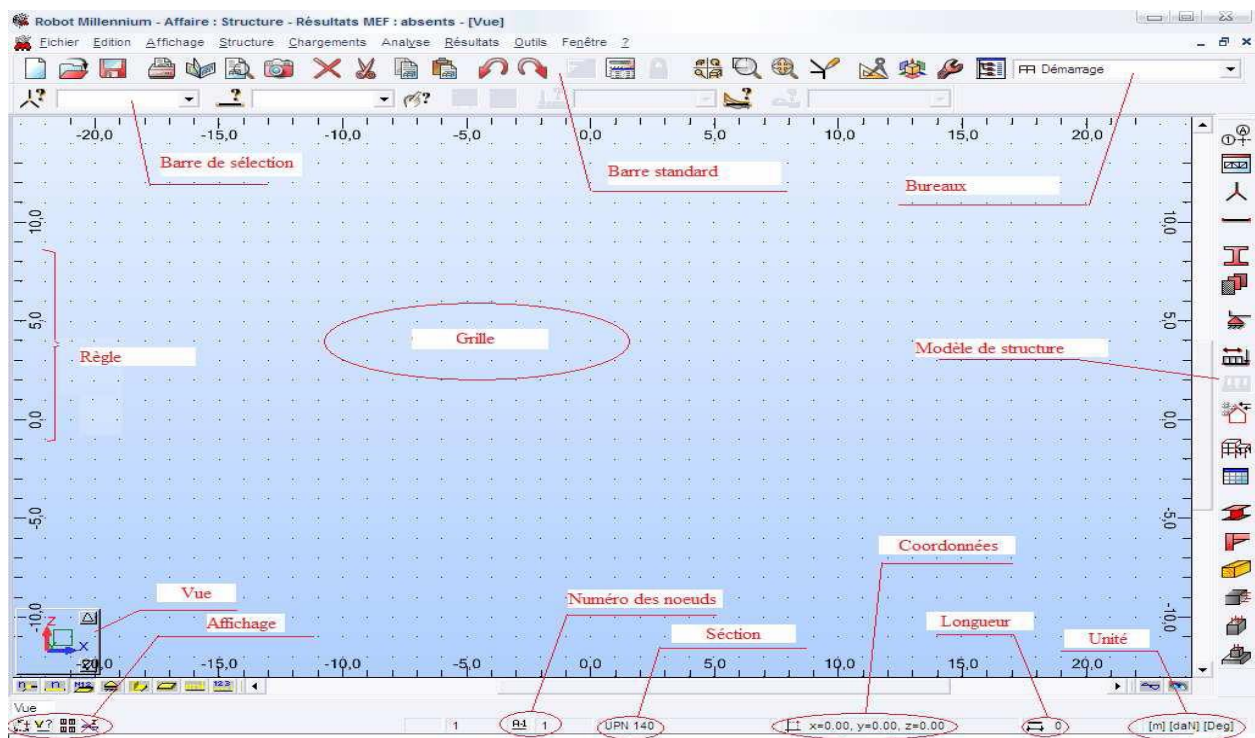


Figure XI.3. Les éléments principaux de l'écran

L'écran est divisé en plusieurs parties :

- ✚ La barre de titre sur laquelle les informations de base concernant l'affaire actuelle sont affichées (nom du projet, informations sur l'état des calculs de la structure : résultats actuels, non actuels, calculs en cours).
- ✚ Les menus déroulants, les barres d'outils (y compris la barre d'outils affichée à droite de l'écran, qui regroupe les icônes les plus souvent utilisés) et la liste de sélection des bureaux prédéfinis du système ROBOT,
- ✚ La liste de sélection des nœuds, barres, cas de charges et modes propres,
- ✚ La zone graphique (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser et visualiser la structure,
- ✚ La barre d'état dans la partie inférieure de l'écran affiche les informations suivantes : noms des fenêtres d'édition ouvertes (visionneuses), coordonnées du curseur, unités utilisées, et plusieurs icônes qui donnent accès à des boîtes de dialogue.

Les fonctions des icônes affichées dans la partie gauche en bas de l'écran sont les suivantes:



Sélection du Mode d'accrochage du pointeur



Ouverture de la boîte de dialogue Affichage des attributs



Rétablissement des attributs à afficher par défaut.

Le système ROBOT dispose d'un mécanisme de bureaux prédéfinis qui facilite l'étude des structures. Ces bureaux sont disponibles dans la liste déroulante affichée dans la partie supérieure de la fenêtre du logiciel.

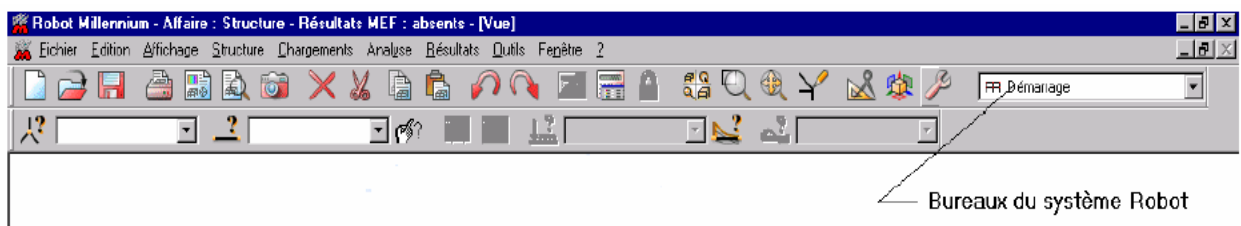


Figure XI.3.bureaux du système robot

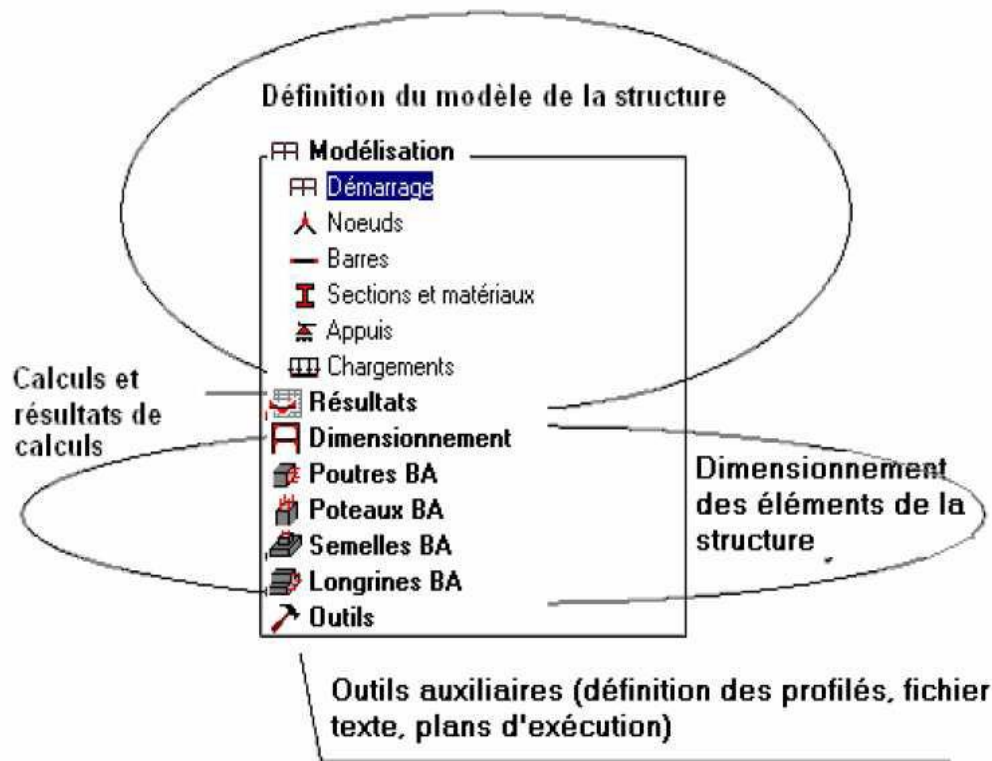
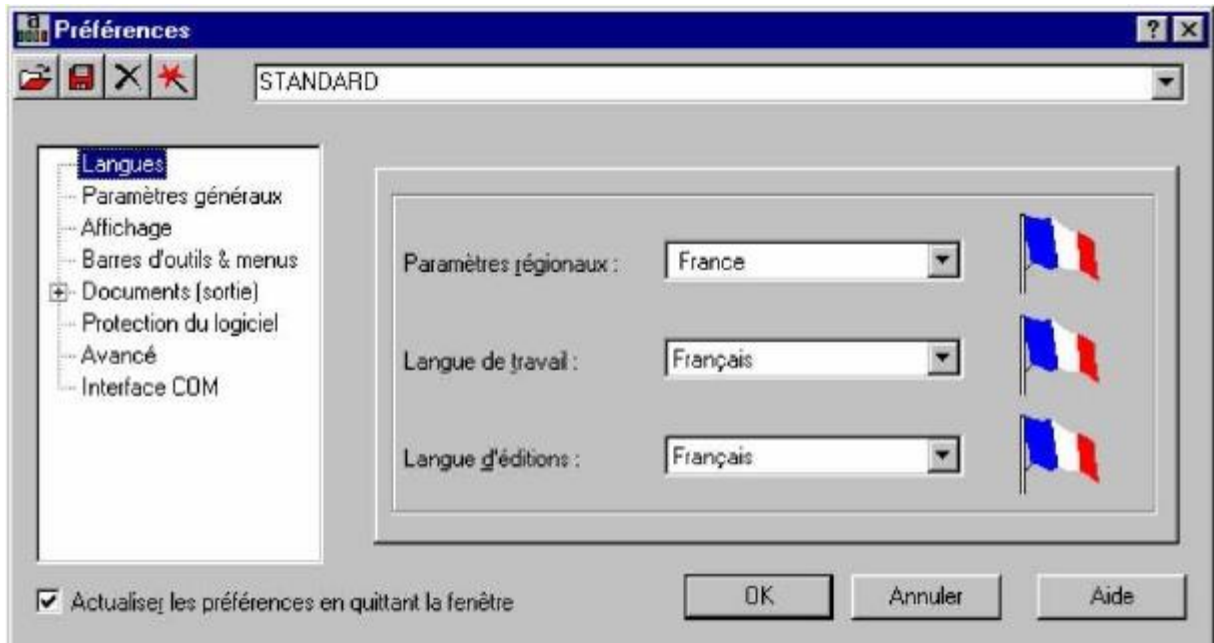


Figure XI.4.Définition du modèle de la structure

**XI.4.configuration du logiciel (préférences & préférences de l'affaire)**

Vous pouvez configurer les paramètres du logiciel ROBOT, dans deux boîtes de dialogue : **Préférences** et **Préférences de l'affaire**. Dans la boîte de dialogue **Préférences** (commande

Outils / Préférences), représentée sur la figure ci-dessous, vous pouvez définir les paramètres de base du logiciel (langues, paramètres d'affichage, etc.).



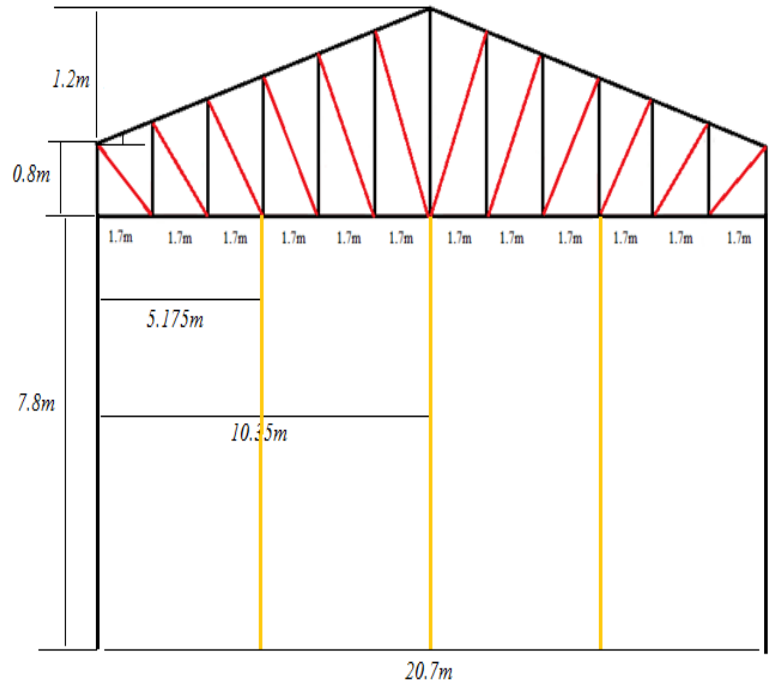
Dans la boîte **Préférences de l'affaire** (commande outils/Préférences de l'affaire), vous pouvez définir des configurations personnalisées (Unité, matériaux, catalogues, paramètres d'analyse....).



*PARTIE N° 1 :*  
*Les étapes de la modélisation*

## XI.5 Les données géométriques de la structure :

poteaux : HEA 450  
 Membrane supérieure : 2L75x75x10  
 Membrane inférieure : 2L75x75x10  
 Diagonales : 2L60x60x8  
 Montants : 2L 45x45x5  
 largeur : 20.7m  
 hauteur totale : 9.8m  
 l'angle alpha : 06.62°  
 Longueur : 30 m  
 la base est bi-articuler  
 surcharge du vent  $V : 77.50 \text{ daN/m}^2 = 132.68 \text{ daN/ml}$   
 la surcharge de la neige :  $N=64 \text{ daN/m}^2 = 64 * \cos 6.62 = 63.573 \text{ daN/ml}$   
 surcharge d'entretien :  $60 \text{ daN/m}^2 = 102.72 \text{ daN/ml}$   
 les pannes : IPE 120  
 Les lisses : IPE 140 (pignon)  
 les lisses : IPE 160 (long-pan)  
 les potelets : IPE 200 (3 POTELETS)  
 les contreventements : la poutre au vent : L55x55x5  
 la palée de stabilité : L65x65x6

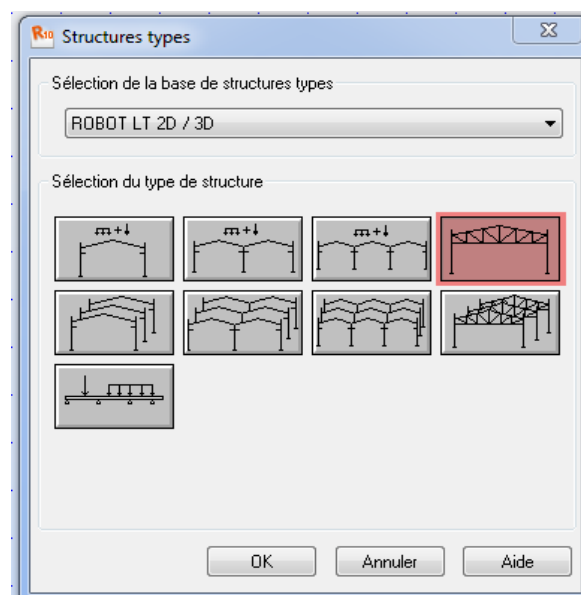


**Figure .XI.6.** Les données géométriques de la structure

### XI.5.1. Les démarches à suivre :

- 1- Lancer le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.
- 2- Choisir le module Etude d'un portique plan
- 3- Définir le modèle de la structure :

« Fichier » puis « nouvelle affaire » puis « Etude d'un treillis plan » puis « insérer structure type » ensuite « ROBOT LT 2D/3D » une fenêtre s'apparaît



**Figure XI.7.** Le type de la structure choisi

4- Après le chargement du **ROBOT LT 2D/3D** on obtient cette fenêtre suivante :

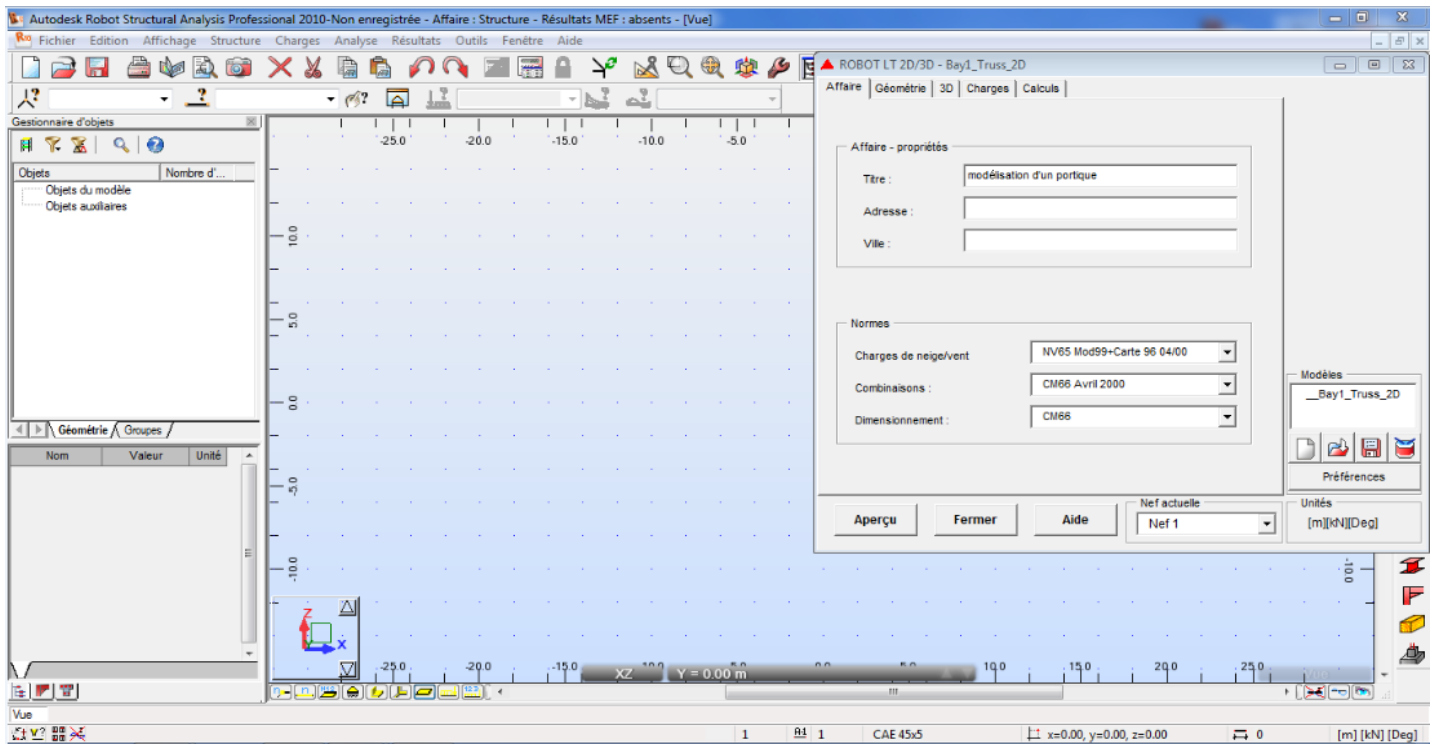


Figure XI.8. Introduction du titre de la structure ainsi que les normes utilisées

5- Ensuite on passe aux données de la structure étudiée (les données sont représentées sur la figure suivante)

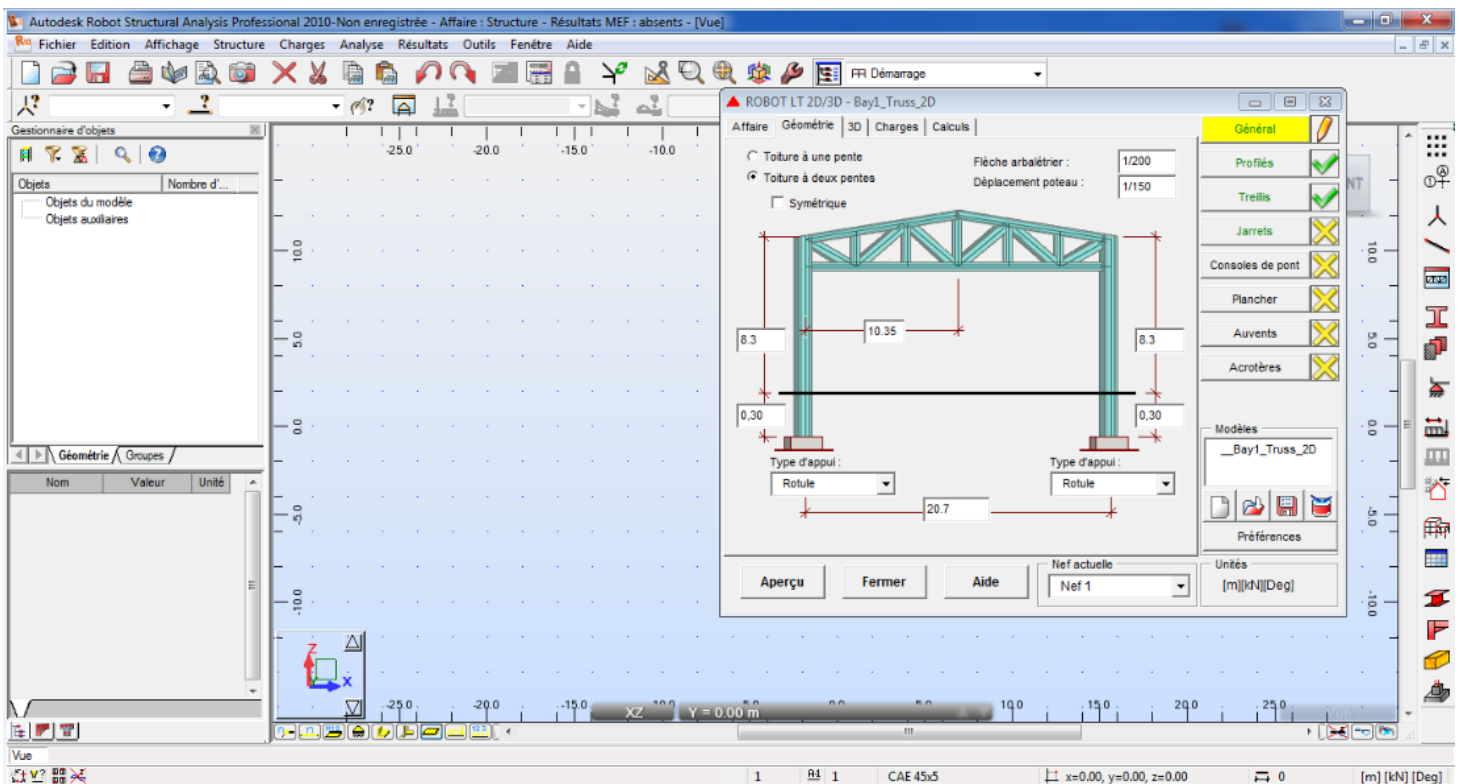
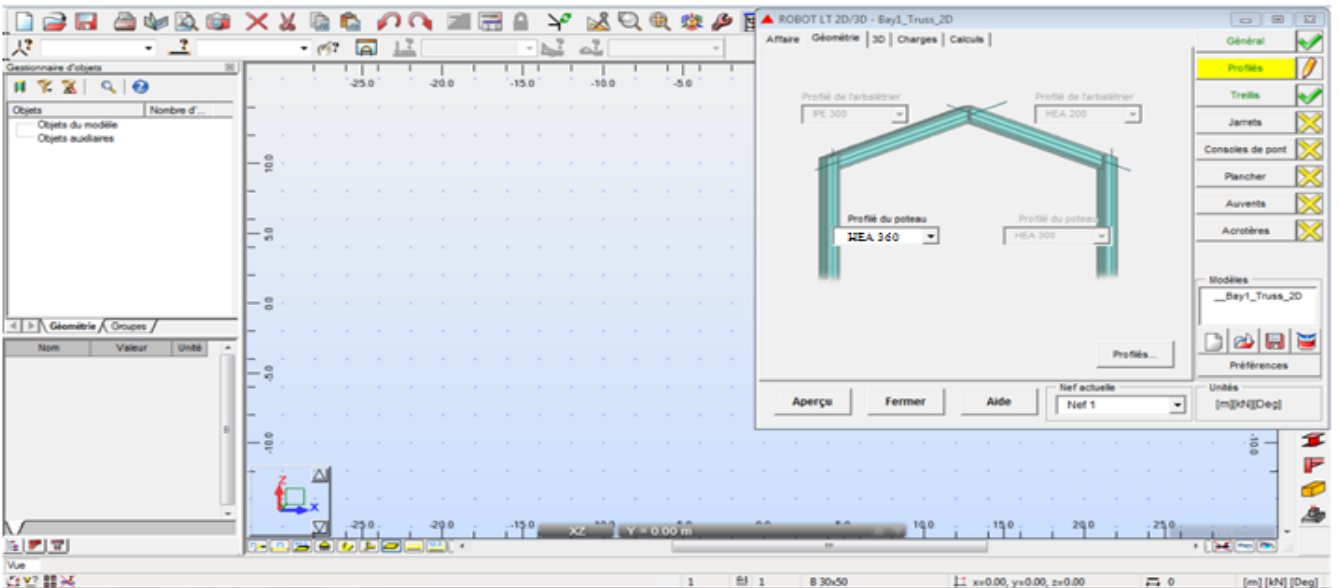


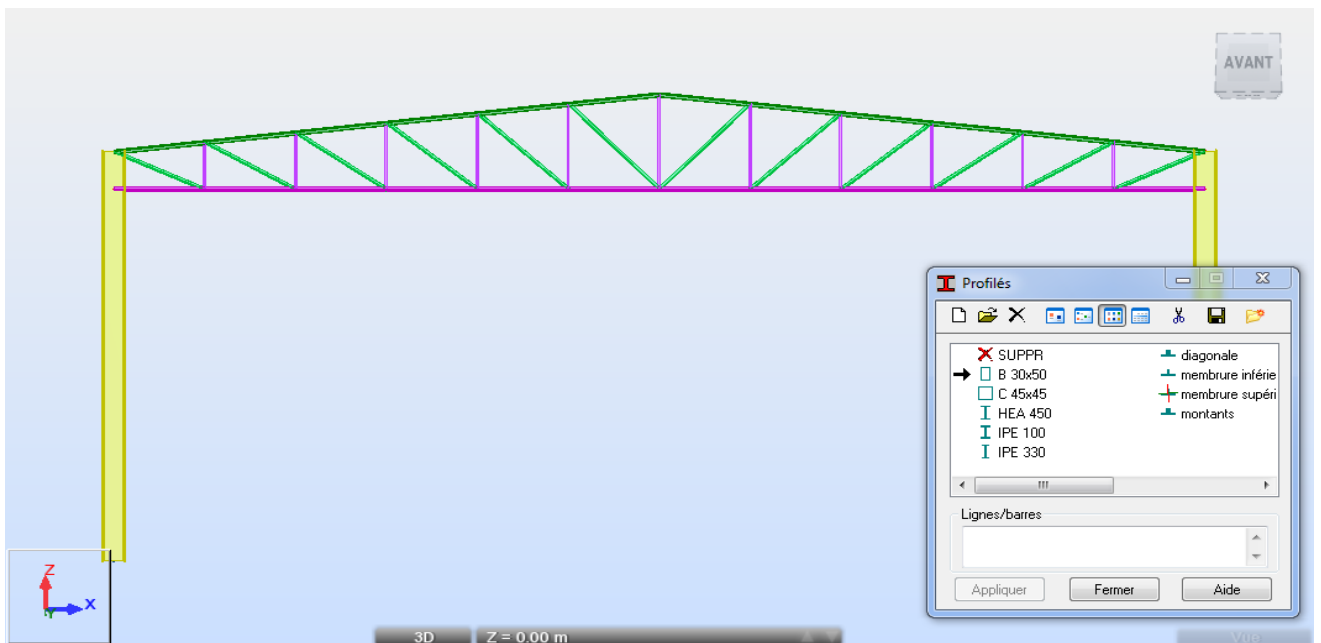
Figure XI.9. Les données géométriques de la structure

6- Ensuite on passe à la définition des profilés (poteaux – les éléments de la ferme)



**Figure XI.10.** Définition des poteaux

La définition des éléments de la toiture : (ferme en treillis)



**Figure XI.11.** Définition des éléments de la ferme

### **XI.5.2. Relâchement des nœuds ainsi que les extrémités de la structure:**

On sélectionne la membrure inférieure puis « structure » puis « relâchement » puis « ART-ART » puis « appliquer ». A fin d'éliminer les moments et avoir de bons résultats. On obtient les résultats suivants :

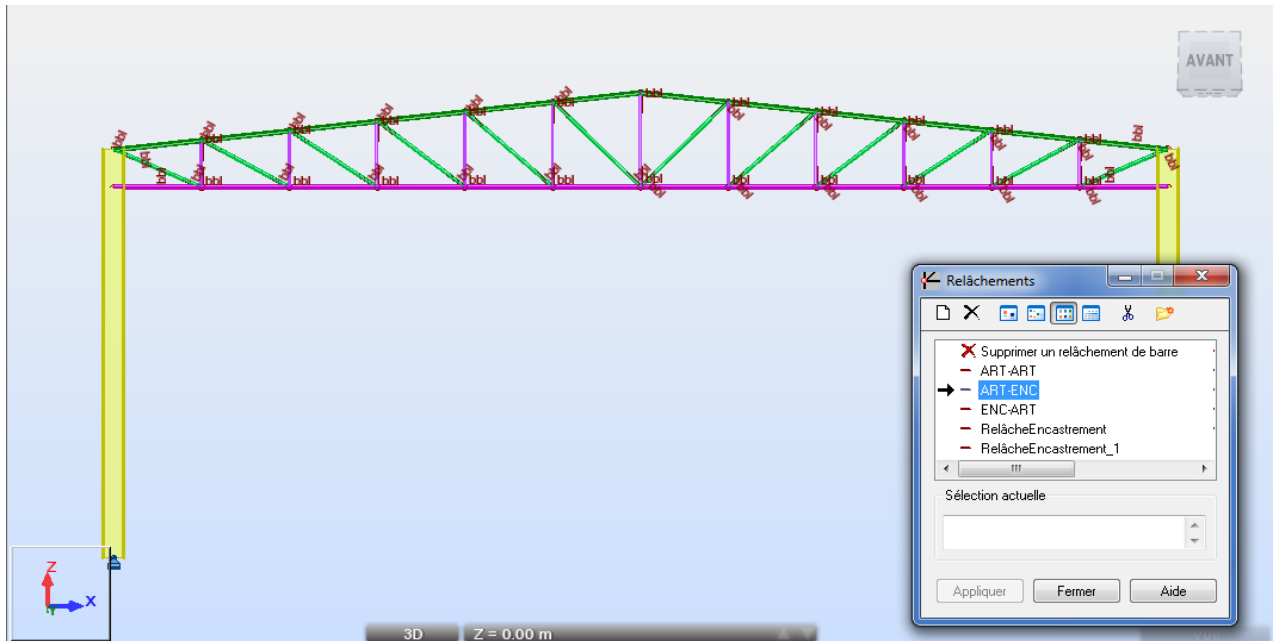


Figure XI.12. Relâchements des nœuds

**XI.5.3. Définir les charges et les combinaisons de charge :**

On clique sur l'icône « cas de charge » pour définir les charges (permanente – d'exploitation – vent et la neige)

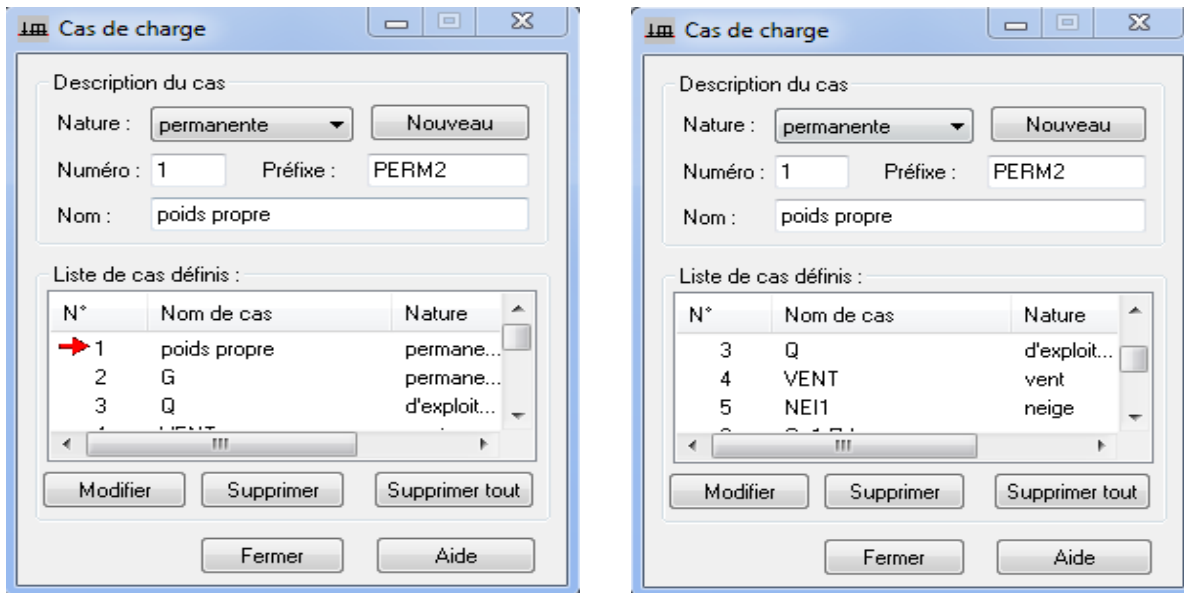


Figure XI.13. Les charges définies

**1)- charge permanente :**

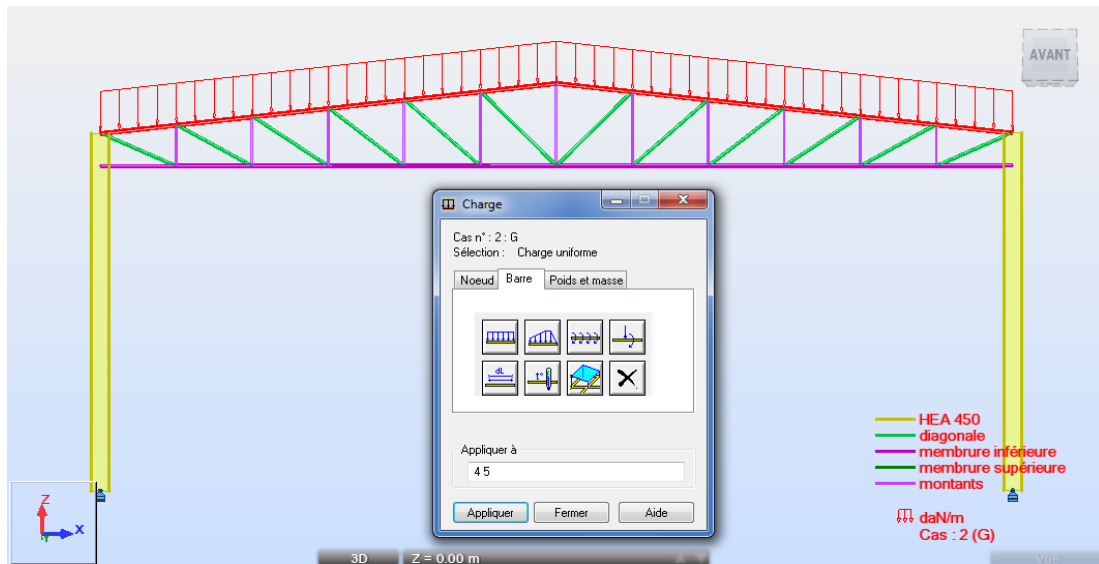


Figure XI.14. Chargement de la membrure supérieure

**2- cas du vent :**



Figure XI.15. Application de la charge du vent sur la membrure supérieure

**3)- cas de la neige :**

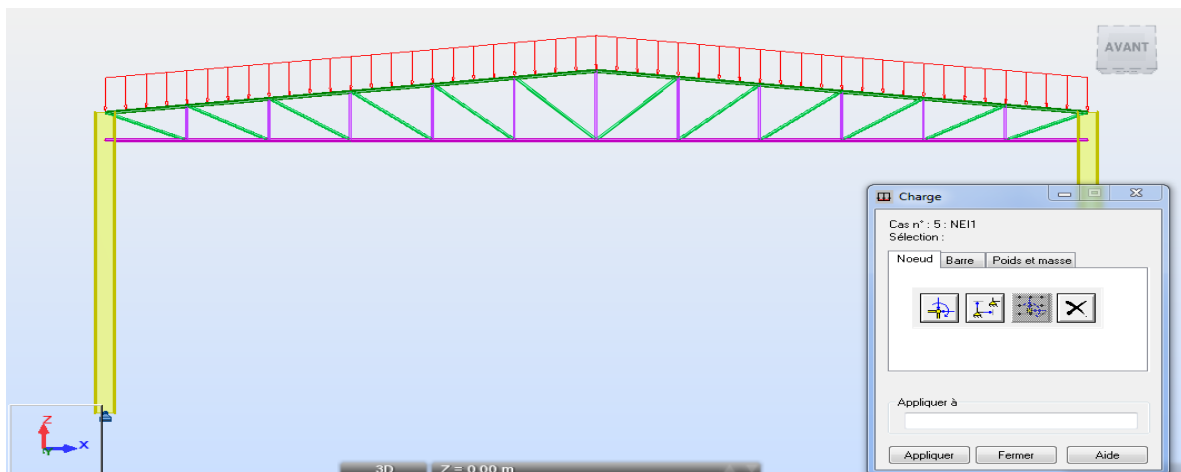
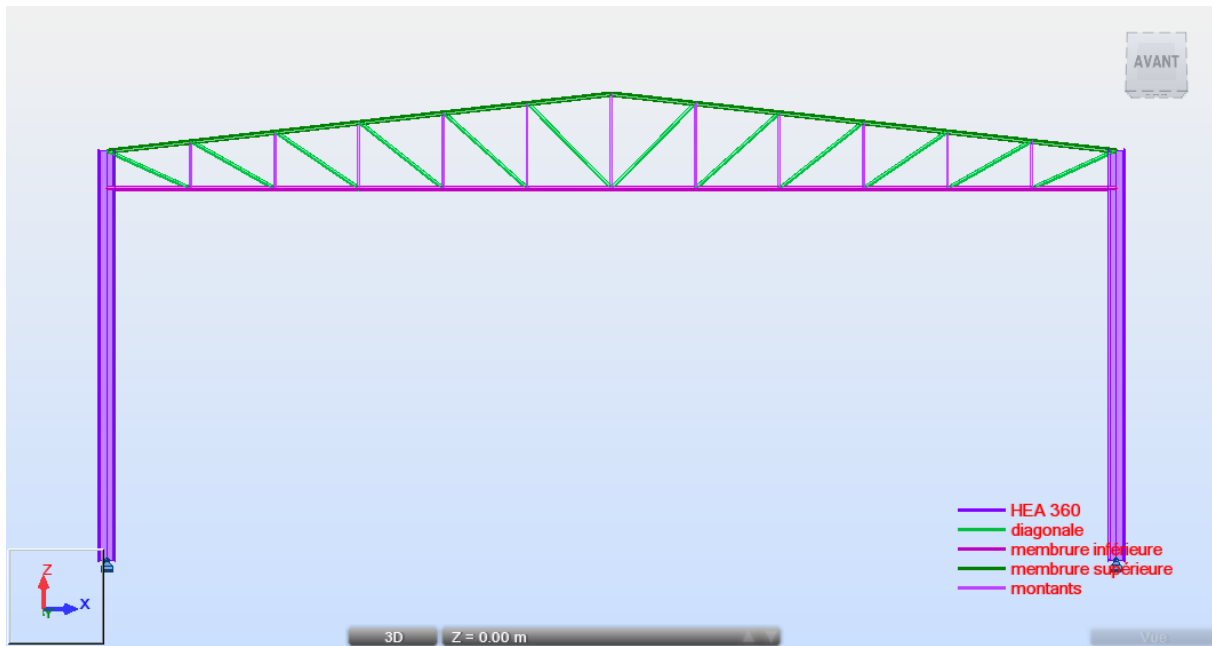


Figure XI.16. Application de la charge de neige sur la membrure supérieure

## Le model réalisé :



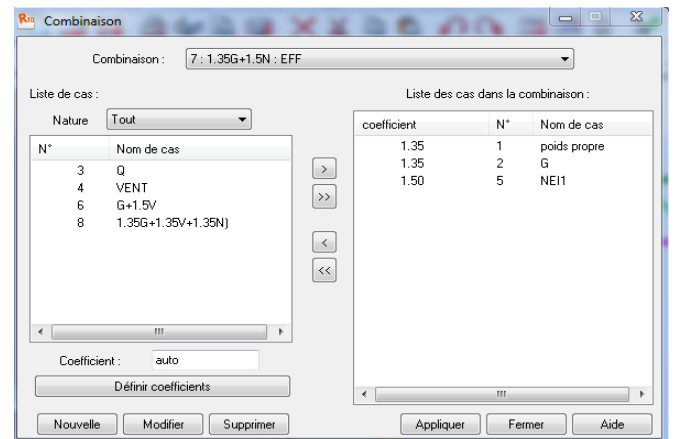
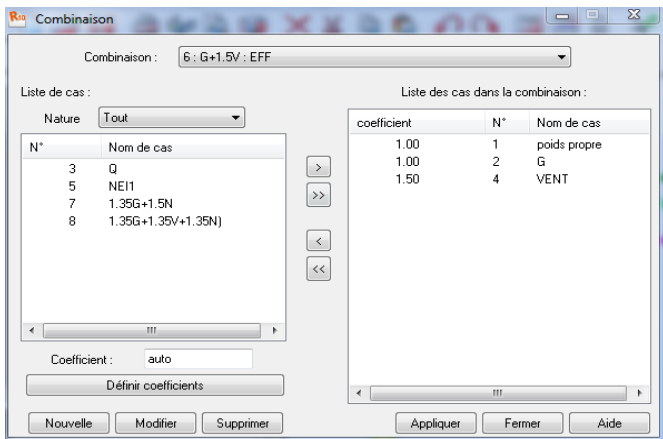
*Figure XI.19. Le portique modélisé*

## **XI.5.4. Définir les combinaisons de charges :**

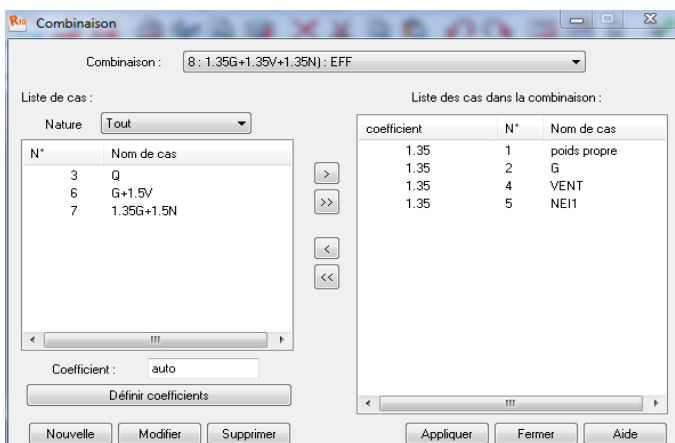
Pour définir les combinaisons il suffit de cliquer sur « charges » puis « combinaisons manuelles » et on obtient le tableau suivant :

**Première combinaison :**

**2eme combinaison :**



**3eme combinaison :**



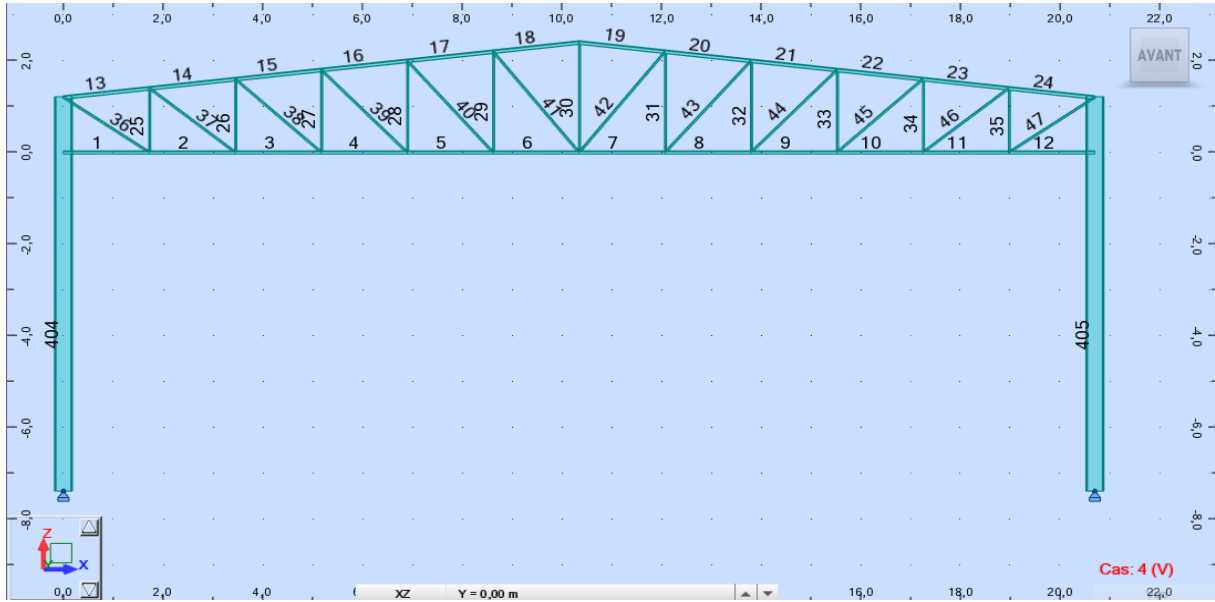
*Figures XI.20. Les combinaisons de charges*

*Et on lance le calcul (l'analyse).*

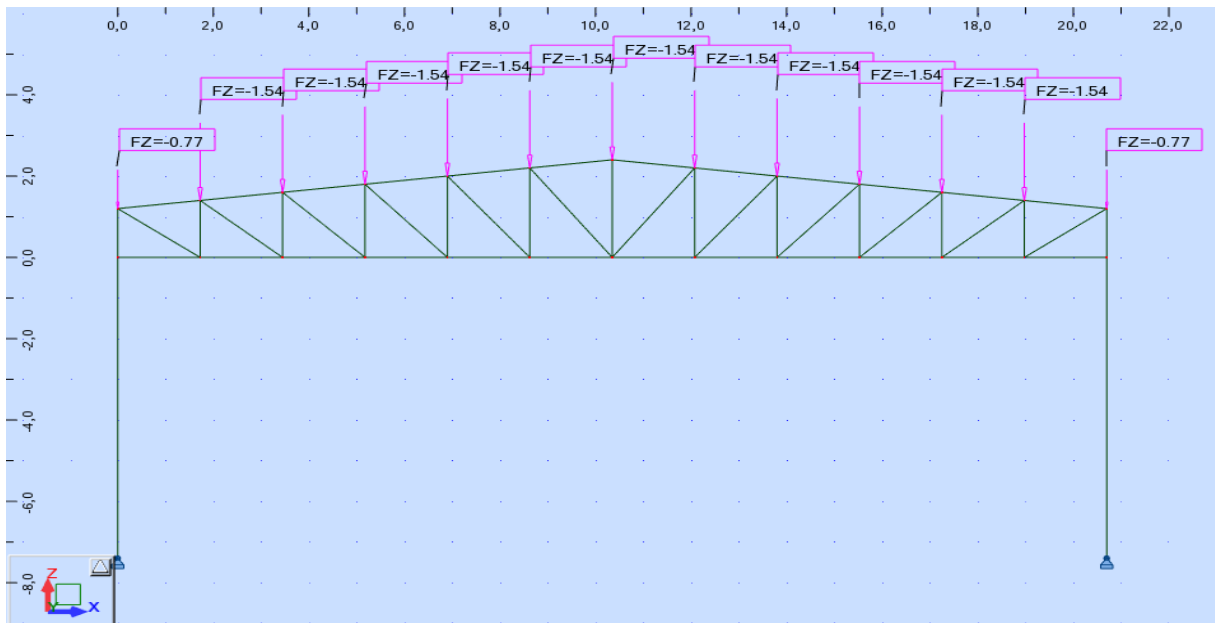
***PARTIE N° 2 :  
L'interprétation des résultats (Note de calcul complète)***

**NOTE DE CALCUL PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

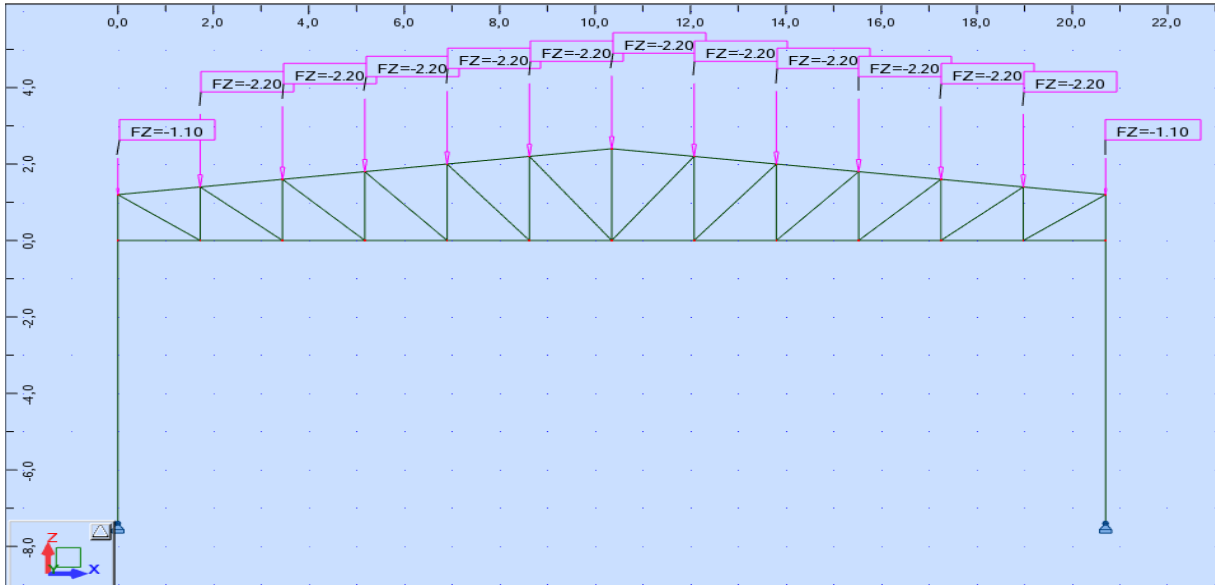
**STRUCTURE**



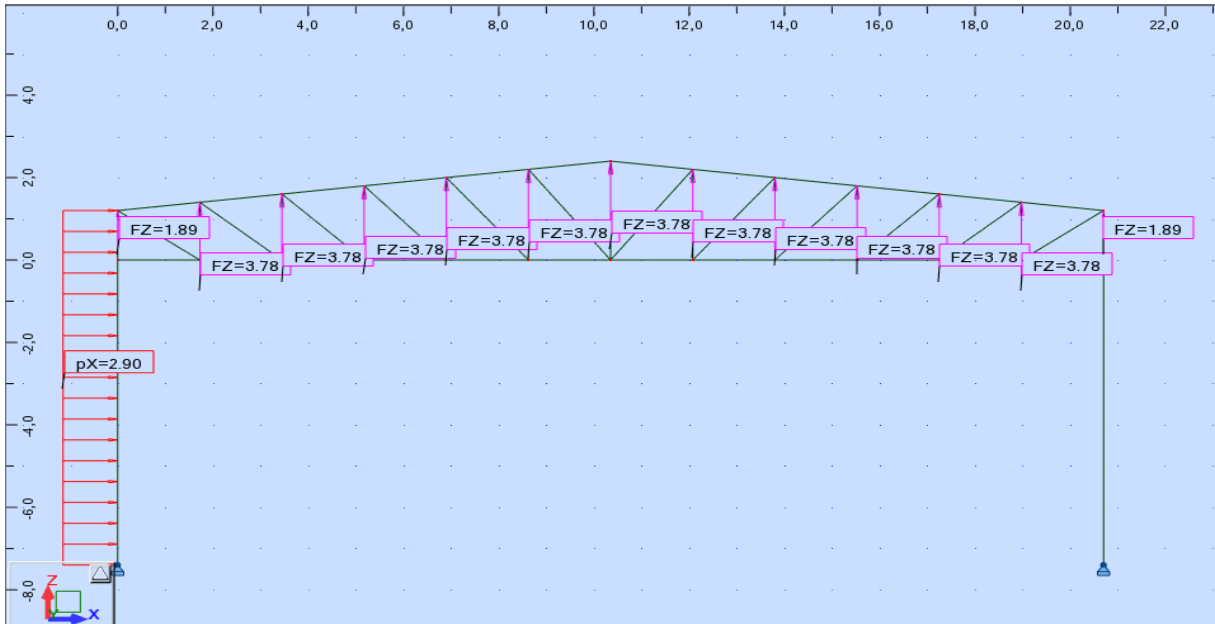
**CHARGES PERMANENTES : G**



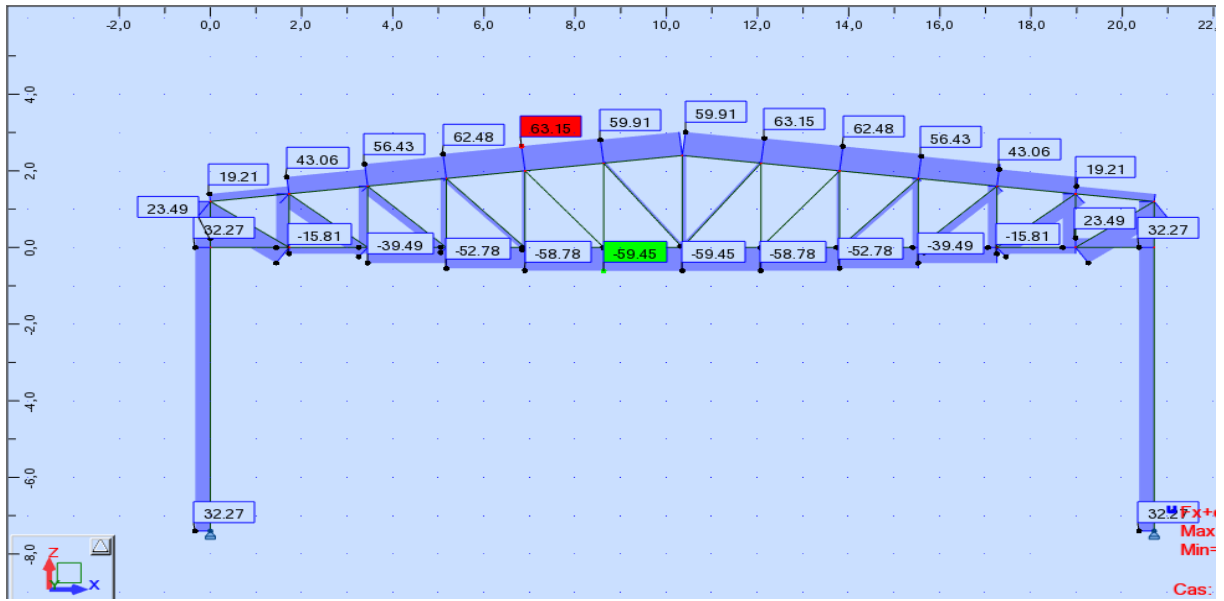
**SURCHARGE DE NEIGE : N**



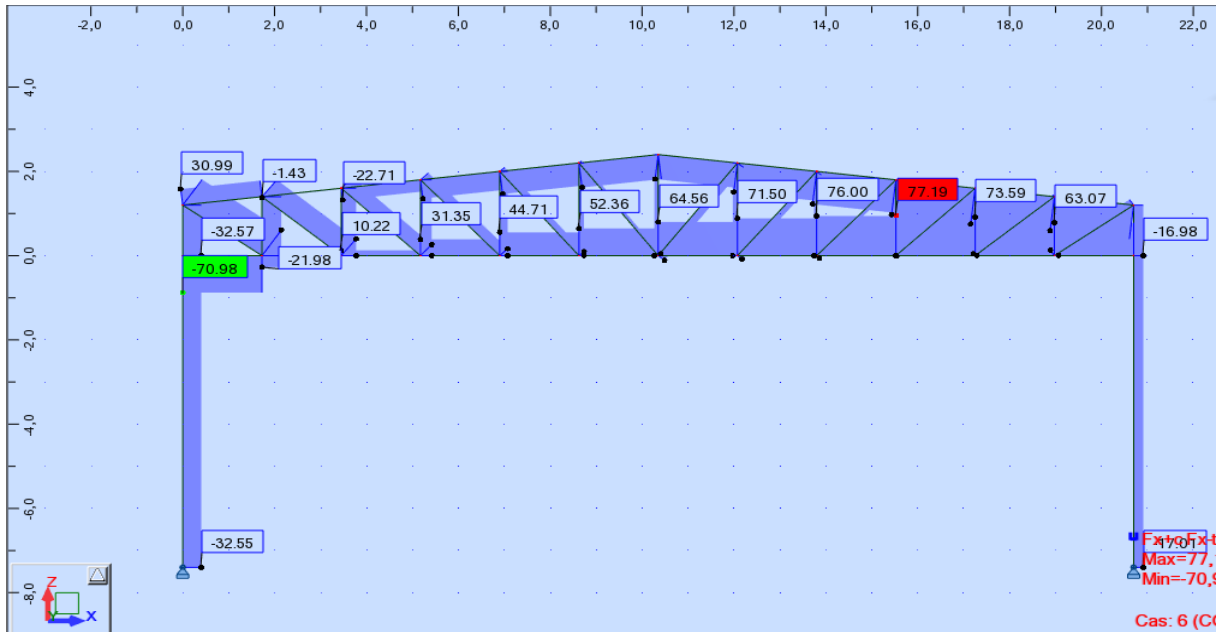
**SURCHARGE DU VENT : V**



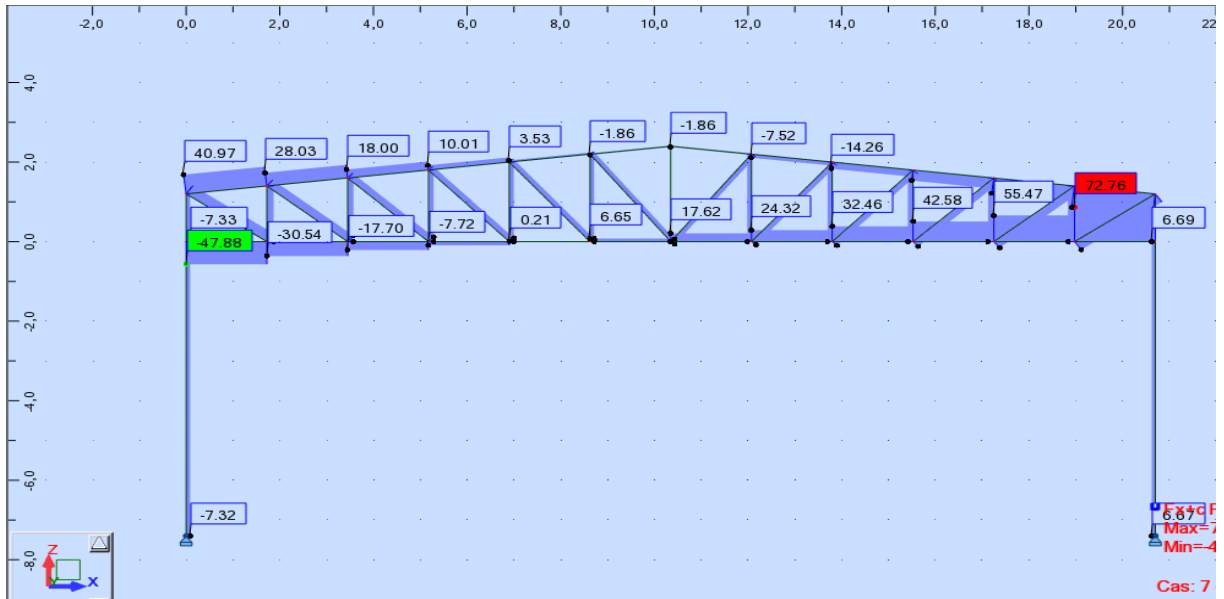
**EFORT NORMAL COMBINAISON (1.35 G + 1.5 N)**



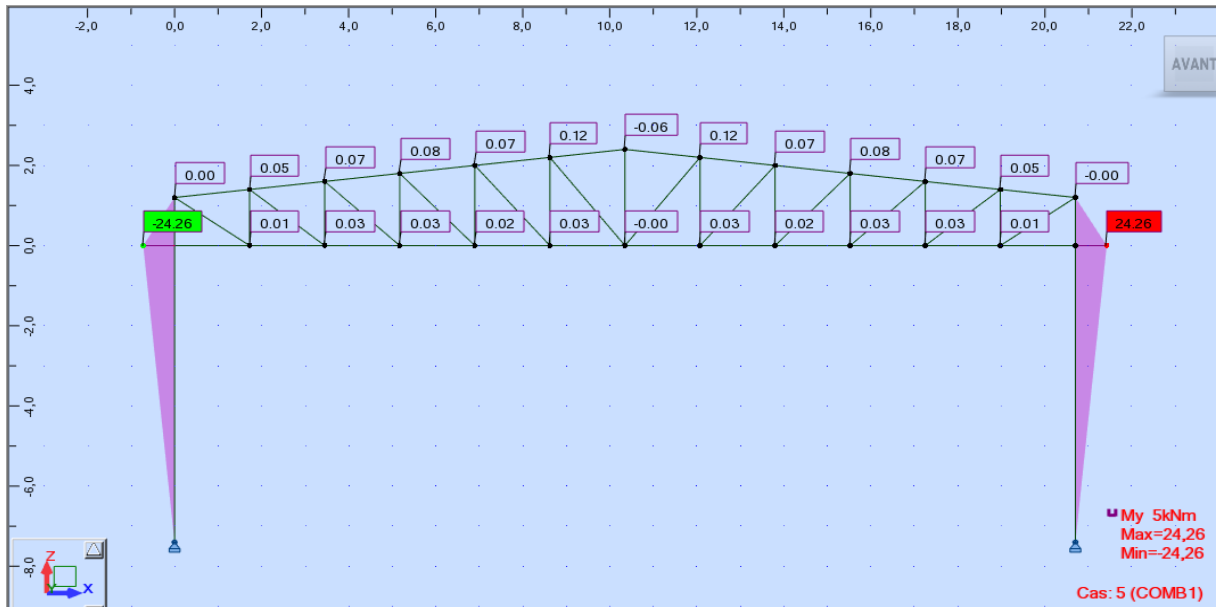
EFORT NORMAL COMBINAISON (G + 1.5 V)



EFORT NORMAL COMBINAISON (1.35G + 1.35N + 1.35 V)



**MOMENT FLECHISSANT COMBINAISON (1.35 G + 1.5 N)**



**MOMENT FLECHISSANT COMBINAISON (G + 1.5 V)**





**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 34.80 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 187.88 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:  
 Ly = 1.40 m  
 Lcr,y = 1.40 m  
 Lamy = 94.45

Lam\_y = 1.01  
 Xy = 0.59



en z:  
 Lz = 1.40 m  
 Lcr,z = 1.40 m  
 Lamz = 20.94

Lam\_z = 0.22  
 Xz = 0.99

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

Lambda,y = 94.45 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 20.94 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.19 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 26  
 0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35+ 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 24.40 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 160.33 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:  
 Ly = 1.60 m  
 Lcr,y = 1.60 m  
 Lamy = 107.94

Lam\_y = 1.15  
 Xy = 0.51



en z:  
 Lz = 1.60 m  
 Lcr,z = 1.60 m  
 Lamz = 23.93

Lam\_z = 0.25  
 Xz = 0.98

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00$  (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 107.94 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 23.93 < \lambda_{max} = 210.00$  STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.15 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 27  
 0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm  
 b=20.0 cm  
 tw=0.8 cm  
 tf=0.8 cm

gM0=1.10  
 Ay=8.000 cm<sup>2</sup>  
 Iy=32.560 cm<sup>4</sup>  
 Wely=9.356 cm<sup>3</sup>

gM1=1.10  
 Az=7.200 cm<sup>2</sup>  
 Iz=662.564 cm<sup>4</sup>  
 Welz=66.256 cm<sup>3</sup>

Ax=14.820 cm<sup>2</sup>  
 Ix=3.140 cm<sup>4</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 15.55 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 136.24 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:  
 $L_y = 1.80 \text{ m}$   
 $L_{cr,y} = 1.80 \text{ m}$   
 $L_{my} = 121.42$

$Lam_y = 1.29$   
 $X_y = 0.43$



en z:  
 $L_z = 1.80 \text{ m}$   
 $L_{cr,z} = 1.80 \text{ m}$   
 $L_{mz} = 26.92$

$Lam_z = 0.29$   
 $X_z = 0.97$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.4.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 121.42 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 26.92 < \lambda_{max} = 210.00$  STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.11 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

### FAMILLE:

**PIECE:** 28  
 0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$  L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

### MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5

$h = 5.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.10$	$gM1 = 1.10$	
$b = 20.0 \text{ cm}$	$A_y = 8.000 \text{ cm}^2$	$A_z = 7.200 \text{ cm}^2$	$A_x = 14.820 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 32.560 \text{ cm}^4$	$I_z = 662.564 \text{ cm}^4$	$I_x = 3.140 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.8 \text{ cm}$	$W_{ely} = 9.356 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 66.256 \text{ cm}^3$	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 7.71 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 316.61 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 116.08 \text{ kN}$

Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:  
 $L_y = 2.00 \text{ m}$   
 $L_{cr,y} = 2.00 \text{ m}$   
 $L_{my} = 134.91$

$Lam_y = 1.44$   
 $X_y = 0.37$



en z:  
 $L_z = 2.00 \text{ m}$   
 $L_{cr,z} = 2.00 \text{ m}$   
 $L_{mz} = 29.91$

$Lam_z = 0.32$   
 $X_z = 0.96$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.4.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 134.91 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 29.91 < \lambda_{max} = 210.00$     STABLE  
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 29  
2.20 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER     $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** 2 CAE 45x5

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wply=17.271 cm <sup>3</sup>	Wplz=96.626 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = -10.81$  kN  
 $N_{t,Rd} = 316.61$  kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.3.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 30  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:4 V

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 5.97 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 85.97 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.40 m      Lam\_y = 1.72  
 Lcr,y = 2.40 m      Xy = 0.27  
 Lamy = 161.89



en z:

Lz = 2.40 m      Lam\_z = 0.38  
 Lcr,z = 2.40 m      Xz = 0.93  
 Lamz = 35.89

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 161.89 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 35.89 < \lambda_{max} = 210.00$       STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:**31

**POINT:**1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:8 ELU /4/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.83 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 9.45 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 99.52 kN

Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.20 m                      Lam\_y = 1.58  
 Lcr,y = 2.20 m                  Xy = 0.31  
 Lamy = 148.40



en z:

Lz = 2.20 m                      Lam\_z = 0.35  
 Lcr,z = 2.20 m                  Xz = 0.95  
 Lamz = 32.90

### FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{y} = 148.40 < \lambda_{max} = 210.00$

$\lambda_{z} = 32.90 < \lambda_{max} = 210.00$  STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 32

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 8 ELU /3/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*0.71 + 4\*1.42

### MATERIAU:

ACIER      fy = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 8.43 kN  
 Nc,Rd = 316.61 kN  
 Nb,Rd = 116.08 kN

Classe de la section = 3

 PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.00 m                      Lam\_y = 1.44  
Lcr,y = 2.00 m                  Xy = 0.37  
Lamy = 134.91



en z:

Lz = 2.00 m                      Lam\_z = 0.32  
Lcr,z = 2.00 m                  Xz = 0.96  
Lamz = 29.91

FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.4.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 134.91 < \lambda_{y,max} = 210.00$                        $\lambda_{z} = 29.91 < \lambda_{z,max} = 210.00$     STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.07 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 33

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER    fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 15.55 kN

N<sub>c,Rd</sub> = 316.61 kN

N<sub>b,Rd</sub> = 136.24 kN

Classe de la section = 3

 PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.80 m                      Lam\_y = 1.29  
Lcr,y = 1.80 m                  Xy = 0.43  
Lamy = 121.42



en z:

Lz = 1.80 m                      Lam\_z = 0.29  
Lcr,z = 1.80 m                  Xz = 0.97  
Lamz = 26.92

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{y} = 121.42 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 26.92 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 34

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=20.0 cm

Ay=8.000 cm<sup>2</sup>

Az=7.200 cm<sup>2</sup>

Ax=14.820 cm<sup>2</sup>

tw=0.8 cm

Iy=32.560 cm<sup>4</sup>

Iz=662.564 cm<sup>4</sup>

Ix=3.140 cm<sup>4</sup>

tf=0.8 cm

Wely=9.356 cm<sup>3</sup>

Welz=66.256 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 24.40 kN

N<sub>c,Rd</sub> = 316.61 kN

N<sub>b,Rd</sub> = 160.33 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

L<sub>y</sub> = 1.60 m

Lam<sub>y</sub> = 1.15

L<sub>cr,y</sub> = 1.60 m

X<sub>y</sub> = 0.51

Lam<sub>y</sub> = 107.94



en z:

L<sub>z</sub> = 1.60 m

Lam<sub>z</sub> = 0.25

L<sub>cr,z</sub> = 1.60 m

X<sub>z</sub> = 0.98

Lam<sub>z</sub> = 23.93

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{y} = 107.94 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 23.93 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 35  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=5.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.0 cm	Ay=8.000 cm <sup>2</sup>	Az=7.200 cm <sup>2</sup>	Ax=14.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=32.560 cm <sup>4</sup>	Iz=662.564 cm <sup>4</sup>	Ix=3.140 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=9.356 cm <sup>3</sup>	Welz=66.256 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 34.80 kN

Nc,Rd = 316.61 kN

Nb,Rd = 187.88 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

L<sub>y</sub> = 1.40 m

L<sub>cr,y</sub> = 1.40 m

L<sub>amy</sub> = 94.45

L<sub>am,y</sub> = 1.01

X<sub>y</sub> = 0.59



en z:

L<sub>z</sub> = 1.40 m

L<sub>cr,z</sub> = 1.40 m

L<sub>amz</sub> = 20.94

L<sub>am,z</sub> = 0.22

X<sub>z</sub> = 0.99

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

Lambda<sub>y</sub> = 94.45 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00

Lambda<sub>z</sub> = 20.94 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.19 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 36  
0.35 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa


**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 61.32 kN	My,Ed = 0.04 kN*m	
Nc,Rd = 385.83 kN	My,Ed,max = 0.06 kN*m	
Nb,Rd = 175.21 kN	My,c,Rd = 2.94 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
		Vz,c,Rd = 106.57 kN
		Classe de la section = 3


**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**
**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**


en y:

Ly = 2.10 m      Lam\_y = 1.25  
 Lcr,y = 2.10 m      Xy = 0.45  
 Lamy = 116.96      kyy = 1.12



en z:

Lz = 2.10 m      Lam\_z = 0.32  
 Lcr,z = 2.10 m      Xz = 0.96  
 Lamz = 30.00      kzy = 1.30

**FORMULES DE VERIFICATION:**
**Contrôle de la résistance de la section:**

My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.5.(1))  
 N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{z,Ed}^2)} / (f_y / gM0) = 0.17 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

Lambda,y = 116.96 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 30.00 < Lambda,max = 210.00      STABLE  
 N,Ed/(Xmin\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.37 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N,Ed/(Xmin\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.38 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 37  
0.37 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 43.07 kN	My,Ed = 0.04 kN*m	
Nc,Rd = 385.83 kN	My,Ed,max = 0.07 kN*m	
Nb,Rd = 161.64 kN	My,c,Rd = 2.94 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
		Vz,c,Rd = 106.57 kN
		Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.22 m	Lam_y = 1.32
Lcr,y = 2.22 m	Xy = 0.42
Lamy = 123.65	kyy = 1.08



en z:

Lz = 2.22 m	Lam_z = 0.34
Lcr,z = 2.22 m	Xz = 0.95
Lamz = 31.72	kzy = 1.22

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.12 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3 \cdot (\text{Tau},z,Ed)^2} / (f_y/gM0) = 0.12 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\Lambda_{y} = 123.65 < \Lambda_{y,max} = 210.00$        $\Lambda_{z} = 31.72 < \Lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max / (XLT \cdot My,Rk / gM1) = 0.29 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max / (XLT \cdot My,Rk / gM1) = 0.29 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 38

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

0.39 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 30.39 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 0.04 kN*m		
N <sub>c,Rd</sub> = 385.83 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = 0.07 kN*m		V <sub>z,Ed</sub> = 0.08 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 148.20 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 2.94 kN*m		V <sub>z,c,Rd</sub> = 106.57 kN
			Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L <sub>y</sub> = 2.35 m	Lam <sub>y</sub> = 1.39
L <sub>cr,y</sub> = 2.35 m	X <sub>y</sub> = 0.38
Lam <sub>y</sub> = 130.95	k <sub>yy</sub> = 1.06



en z:

L <sub>z</sub> = 2.35 m	Lam <sub>z</sub> = 0.36
L <sub>cr,z</sub> = 2.35 m	X <sub>z</sub> = 0.94
Lam <sub>z</sub> = 33.59	k <sub>zy</sub> = 1.17

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.09 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 130.95 < \lambda_{y,max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 33.59 < \lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

### FAMILLE:

**PIECE:** 39  
0.42 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

### MATERIAU:

ACIER    f<sub>y</sub> = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 20.94 kN	My,Ed = 0.04 kN*m	
Nc,Rd = 385.83 kN	My,Ed,max = 0.07 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
Nb,Rd = 135.29 kN	My,c,Rd = 2.94 kN*m	Vz,c,Rd = 106.57 kN
		Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.49 m	Lam_y = 1.48
Lcr,y = 2.49 m	Xy = 0.35
Lamy = 138.75	kyy = 1.04



en z:

Lz = 2.49 m	Lam_z = 0.38
Lcr,z = 2.49 m	Xz = 0.93
Lamz = 35.59	kzy = 1.12

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$My,Ed/My,c,Rd = 0.01 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.07 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.07 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{b,y} = 138.75 < \lambda_{b,max} = 210.00$       $\lambda_{b,z} = 35.59 < \lambda_{b,max} = 210.00$      STABLE  
 $N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max / (X_{LT} \cdot My_{Rk} / gM1) = 0.18 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max / (X_{LT} \cdot My_{Rk} / gM1) = 0.18 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

### FAMILLE:

**PIECE:** 40  
0.44 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

### MATERIAU:

ACIER      $f_y = 235.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>
		Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
		Ix=3.823 cm <sup>4</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 13.48 kN	My,Ed = 0.04 kN*m	
Nc,Rd = 385.83 kN	My,Ed,max = 0.08 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
Nb,Rd = 123.21 kN	My,c,Rd = 2.94 kN*m	Vz,c,Rd = 106.57 kN



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.64 m  
Lcr,y = 2.64 m  
Lamy = 146.99

Lam\_y = 1.57  
Xy = 0.32  
kyy = 1.03



en z:

Lz = 2.64 m  
Lcr,z = 2.64 m  
Lamz = 37.70

Lam\_z = 0.40  
Xz = 0.93  
kzy = 1.09

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\text{Lambda}_{y} = 146.99 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 37.70 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

*Profil correct !!!*

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 41  
0.47 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /3/ 1\*1.33 + 2\*1.33 + 3\*0.71 + 4\*1.42

**MATERIAU:**

ACIER fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=22.0 cm

Ay=9.600 cm<sup>2</sup>

Az=8.640 cm<sup>2</sup>

Ax=18.060 cm<sup>2</sup>

tw=0.8 cm

Iy=58.300 cm<sup>4</sup>

Iz=886.042 cm<sup>4</sup>

Ix=3.823 cm<sup>4</sup>

tf=0.8 cm

Wely=13.783 cm<sup>3</sup>

Welz=80.549 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>,Ed</sub> = 9.12 kN

M<sub>y,Ed</sub> = 0.06 kN\*m

N<sub>c,Rd</sub> = 385.83 kN

M<sub>y,Ed,max</sub> = 0.11 kN\*m

N<sub>b,Rd</sub> = 112.07 kN

M<sub>y,c,Rd</sub> = 2.94 kN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 0.11 kN

V<sub>z,c,Rd</sub> = 106.57 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.80 m                      Lam\_y = 1.66  
 Lcr,y = 2.80 m                  Xy = 0.29  
 Lamy = 155.58                  kyy = 1.02



en z:

Lz = 2.80 m                      Lam\_z = 0.42  
 Lcr,z = 2.80 m                  Xz = 0.92  
 Lamz = 39.91                  kzy = 1.06

## FORMULES DE VERIFICATION:

### Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.1(7))  
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{z,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.04 < 1.00$  (6.2.1.(5))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 155.58 < \lambda_{max} = 210.00$                $\lambda_{z} = 39.91 < \lambda_{max} = 210.00$     STABLE  
 $N_{,Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{,Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

### FAMILLE:

**PIECE:** 42  
0.47 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

### MATERIAU:

ACIER    fy = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=13.783 cm <sup>3</sup>	Welz=80.549 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>,Ed</sub> = 6.81 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 0.06 kN*m	
N <sub>c,Rd</sub> = 385.83 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = 0.11 kN*m	
N <sub>b,Rd</sub> = 112.07 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 2.94 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 0.11 kN
		V <sub>z,c,Rd</sub> = 106.57 kN
		Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.80 m                      Lam\_y = 1.66  
 Lcr,y = 2.80 m                  Xy = 0.29



en z:

Lz = 2.80 m                      Lam\_z = 0.42  
 Lcr,z = 2.80 m                  Xz = 0.92

Lamy = 155.58

kyy = 1.01

Lamz = 39.91

kzy = 1.05

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{,z,Ed}^2)} / (f_y/gM0) = 0.03 < 1.00$  (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\Lambda_{\lambda,y} = 155.58 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00$        $\Lambda_{\lambda,z} = 39.91 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00$       STABLE

$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 43  
2.64 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 8 ELU /4/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.83 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER       $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=22.0 cm	Ay=9.600 cm <sup>2</sup>	Az=8.640 cm <sup>2</sup>	Ax=18.060 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=58.300 cm <sup>4</sup>	Iz=886.042 cm <sup>4</sup>	Ix=3.823 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wply=25.438 cm <sup>3</sup>	Wplz=122.266 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -13.17$  kN

$N_{t,Rd} = 385.83$  kN

$V_{z,Ed} = -0.12$  kN

$V_{z,c,Rd} = 106.57$  kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 44  
2.49 m

POINT: 7

COORDONNEE:  $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /3/  $1*1.35 + 2*1.35 + 3*0.71 + 4*1.42$

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

$h = 6.0$  cm

$gM0 = 1.10$

$gM1 = 1.10$

$b = 22.0$  cm

$A_y = 9.600$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 8.640$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 18.060$  cm<sup>2</sup>

$tw = 0.8$  cm

$I_y = 58.300$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 886.042$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 3.823$  cm<sup>4</sup>

$tf = 0.8$  cm

$W_{ply} = 25.438$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz} = 122.266$  cm<sup>3</sup>

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -12.56$  kN

$N_{t,Rd} = 385.83$  kN

$V_{z,Ed} = -0.16$  kN

$V_{z,c,Rd} = 106.57$  kN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 45  
2.35 m

POINT: 7

COORDONNEE:  $x = 1.00 L =$

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

$h=6.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=22.0$ cm	$Ay=9.600$ cm <sup>2</sup>	$Az=8.640$ cm <sup>2</sup>	$Ax=18.060$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.8$ cm	$Iy=58.300$ cm <sup>4</sup>	$Iz=886.042$ cm <sup>4</sup>	$Ix=3.823$ cm <sup>4</sup>
$tf=0.8$ cm	$Wply=25.438$ cm <sup>3</sup>	$Wplz=122.266$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -23.76$  kN

$N_{t,Rd} = 385.83$  kN

$V_{z,Ed} = -0.16$  kN

$V_{z,c,Rd} = 106.57$  kN

Classe de la section = 1



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

## FAMILLE:

PIECE: 46  
2.22 m

POINT: 7

COORDONNEE:  $x = 1.00$  L =

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

$h=6.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=22.0$ cm	$Ay=9.600$ cm <sup>2</sup>	$Az=8.640$ cm <sup>2</sup>	$Ax=18.060$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.8$ cm	$Iy=58.300$ cm <sup>4</sup>	$Iz=886.042$ cm <sup>4</sup>	$Ix=3.823$ cm <sup>4</sup>

tf=0.8 cm

Wply=25.438 cm<sup>3</sup>

Wplz=122.266 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -39.60 kN

Nt,Rd = 385.83 kN

Vz,Ed = -0.16 kN

Vz,c,Rd = 106.57 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nt,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.3.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

*Profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 47

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

2.10 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8**

h=6.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=22.0 cm

Ay=9.600 cm<sup>2</sup>

Az=8.640 cm<sup>2</sup>

Ax=18.060 cm<sup>2</sup>

tw=0.8 cm

Iy=58.300 cm<sup>4</sup>

Iz=886.042 cm<sup>4</sup>

Ix=3.823 cm<sup>4</sup>

tf=0.8 cm

Wply=25.438 cm<sup>3</sup>

Wplz=122.266 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -61.98 kN

Nt,Rd = 385.83 kN

Vz,Ed = -0.16 kN

Vz,c,Rd = 106.57 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Profil correct !!!**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1000 Membrure basse

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.92 L =

18.98 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /4/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.83 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10**

h=7.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=24.0 cm

Ay=8.400 cm<sup>2</sup>

Az=7.560 cm<sup>2</sup>

Ax=16.260 cm<sup>2</sup>

tw=0.6 cm

Iy=73.760 cm<sup>4</sup>

Iz=854.645 cm<sup>4</sup>

Ix=1.930 cm<sup>4</sup>

tf=0.6 cm

Wely=14.548 cm<sup>3</sup>

Welz=71.220 cm<sup>3</sup>

Aeff=16.260 cm<sup>2</sup>

Weff,y=14.548 cm<sup>3</sup>

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 85.77 kN

M<sub>y,Ed</sub> = -0.09 kN\*m

N<sub>c,Rd</sub> = 347.37 kN

M<sub>y,Ed,max</sub> = -0.09 kN\*m

N<sub>b,Rd</sub> = 256.72 kN

M<sub>y,c,Rd</sub> = 3.11 kN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 0.16 kN

V<sub>z,c,Rd</sub> = 93.25 kN

Classe de la section = 4



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

L<sub>y</sub> = 1.72 m

Lam<sub>y</sub> = 0.78

L<sub>cr,y</sub> = 1.55 m

X<sub>y</sub> = 0.74

L<sub>amy</sub> = 72.89

k<sub>yy</sub> = 1.12



en z:

L<sub>z</sub> = 5.00 m

Lam<sub>z</sub> = 0.73

L<sub>cr,z</sub> = 5.00 m

X<sub>z</sub> = 0.76

Lam<sub>z</sub> = 68.97

k<sub>zy</sub> = 1.12

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,\text{Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau},z,\text{Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 72.89 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 68.97 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1001 Membrure haute  
6.95 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.33 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10**

h=9.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=28.0 cm

Ay=16.200 cm<sup>2</sup>

Az=14.580 cm<sup>2</sup>

Ax=31.040 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=231.660 cm<sup>4</sup>

Iz=1996.334 cm<sup>4</sup>

Ix=8.311 cm<sup>4</sup>

tf=0.9 cm

Wely=35.861 cm<sup>3</sup>

Welz=142.595 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 81.97 kN

M<sub>y,Ed</sub> = 0.01 kN\*m

N<sub>c,Rd</sub> = 663.13 kN

M<sub>y,Ed,max</sub> = -0.16 kN\*m

N<sub>b,Rd</sub> = 532.96 kN

M<sub>y,c,Rd</sub> = 7.66 kN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 0.31 kN

V<sub>z,c,Rd</sub> = 179.83 kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

L<sub>y</sub> = 1.72 m

Lam<sub>y</sub> = 0.61

L<sub>cr,y</sub> = 1.55 m

X<sub>y</sub> = 0.83

Lam<sub>y</sub> = 56.83

k<sub>yy</sub> = 1.04



en z:

L<sub>z</sub> = 5.00 m

Lam<sub>z</sub> = 0.66

L<sub>cr,z</sub> = 5.00 m

X<sub>z</sub> = 0.80

Lam<sub>z</sub> = 62.35

k<sub>zy</sub> = 1.03

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,\text{Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau},z,\text{Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 56.83 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 62.35 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1006 Poteau n°1

**POINT:** 6

**COORDONNEE:** x = 0.28 L =

2.43 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360**

h=35.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=19.0 cm	Ay=63.213 cm <sup>2</sup>	Az=50.844 cm <sup>2</sup>	Ax=98.820 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=33742.900 cm <sup>4</sup>	Iz=1675.860 cm <sup>4</sup>	Ix=67.180 cm <sup>4</sup>
tf=1.5 cm	Wply=1701.790 cm <sup>3</sup>	Wplz=276.380 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = -30.68 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 105.75 kN*m	
N <sub>t,Rd</sub> = 2111.15 kN	M <sub>y,pl,Rd</sub> = 363.56 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 1.50 kN
	M <sub>y,c,Rd</sub> = 363.56 kN*m	V <sub>z,c,Rd</sub> = 627.13 kN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 363.56 kN*m	
	M <sub>b,Rd</sub> = 227.09 kN*m	

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	M <sub>cr</sub> = 332.52 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.56
L <sub>cr,upp</sub> = 8.60 m	Lam_LT = 1.10	fi,LT = 1.23	XLT,mod = 0.62

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1007 Poteau n°2

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.14 L =$

1.20 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /4/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.83 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360**

$h=35.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.213$ cm <sup>2</sup>	$A_z=50.844$ cm <sup>2</sup>	$A_x=98.820$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.9$ cm	$I_y=33742.900$ cm <sup>4</sup>	$I_z=1675.860$ cm <sup>4</sup>	$I_x=67.180$ cm <sup>4</sup>
$tf=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.790$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=276.380$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -2.54$ kN	$M_{y,Ed} = 88.56$ kN*m		
$N_{t,Rd} = 2111.15$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 363.56$ kN*m		
	$M_{y,c,Rd} = 363.56$ kN*m		$V_{z,Ed} = -73.80$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 363.56$ kN*m		$V_{z,c,Rd} = 627.13$ kN
	$M_{b,Rd} = 227.09$ kN*m		

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 332.52$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.56$
$L_{cr,upp} = 8.60$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.10$	$f_{i,LT} = 1.23$	$X_{LT,mod} = 0.62$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.24 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.39 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**Profil correct !!!**

**RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT PAR FAMILLE**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 MEMBRURE INFERIEURE</b>						
12	2 CAE 75x8	ACIER	57.04	183.70	1.08	8 ELU /4/
	2 CAE 75x9		57.25	184.40	1.00	
	2 CAE 75x10		57.48	185.11	0.93	
<b>Famille : 2 MEMBRURE SUPERIEURE</b>						
17	2 CAE 75x8	ACIER	57.04	183.70	1.07	8 ELU /1/
	2 CAE 75x9		57.25	184.40	0.98	
	2 CAE 75x10		57.48	185.11	0.91	
<b>Famille : 3 MONTANT</b>						
35	2 CAE 45x3	ACIER	116.21	116.21	1.15	8 ELU /1/
	2 CAE 45x4		116.96	116.96	0.95	
	2 CAE 45x5		117.96	117.96	0.81	
<b>Famille : 4 DIAGONALE</b>						
36	2 CAE 60x5	ACIER	114.18	114.18	1.11	8 ELU /2/
	2 CAE 60x6		115.71	115.71	0.95	
	2 CAE 60x7		116.30	116.30	0.83	
<b>Famille : 5 POTEAU</b>						
404	HEA 300	ACIER	76.61	71.13	1.10	8 ELU /2/
	HEA 320		69.01	64.18	0.83	
	HEA 360		62.73	60.60	0.64	

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
 TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 MEMBRURE INFERIEURE

PIECE: 12

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00 L =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /4/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*0.83 + 4\*1.75

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10

$h = 9.0$  cm

$gM0 = 1.10$

$gM1 = 1.10$

$b = 9.0$  cm

$A_y = 9.90$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 9.90$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 18.72$  cm<sup>2</sup>

$tw = 1.1$  cm

$I_y = 137.64$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 137.64$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 7.50$  cm<sup>4</sup>

$tf = 1.1$  cm

$W_{ely} = 21.57$  cm<sup>3</sup>

$W_{elz} = 21.57$  cm<sup>3</sup>

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 85.77$  kN

$M_{y,Ed} = -0.09$  kN\*m

$N_{c,Rd} = 399.93$  kN

$M_{y,Ed,max} = -0.09$  kN\*m

$N_{b,Rd} = 86.56$  kN

$M_{y,c,Rd} = 4.61$  kN\*m

$V_{z,Ed} = 0.16$  kN

$V_{z,c,Rd} = 122.11$  kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.72 m                      Lam\_y = 0.61  
 Lcr,y = 1.55 m                  Xy = 0.83  
 Lamy = 57.25                    kyy = 0.99



en z:

Lz = 5.00 m                      Lam\_z = 1.96  
 Lcr,z = 5.00 m                  Xz = 0.22  
 Lamz = 184.40                  kzy = 0.30

## FORMULES DE VERIFICATION:

### Contrôle de la résistance de la section:

My,Ed/My,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.5.(1))  
 N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.1(7))  
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 57.25 < Lambda,max = 210.00      Lambda,z = 184.40 < Lambda,max = 210.00      STABLE  
 N,Ed/(Xmin\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 1.00 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N,Ed/(Xmin\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) = 0.99 < 1.00 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 2 MEMBRURE SUPERIEURE

**PIECE:** 17

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

## MATERIAU:

ACIER      fy = 235.00 MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10

h=9.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=9.0 cm	Ay=9.90 cm <sup>2</sup>	Az=9.90 cm <sup>2</sup>	Ax=18.72 cm <sup>2</sup>
tw=1.1 cm	Iy=137.64 cm <sup>4</sup>	Iz=137.64 cm <sup>4</sup>	Ix=7.50 cm <sup>4</sup>
tf=1.1 cm	Wely=21.57 cm <sup>3</sup>	Welz=21.57 cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 81.97 kN	My,Ed = 0.01 kN*m	
Nc,Rd = 399.93 kN	My,Ed,max = 0.16 kN*m	
Nb,Rd = 86.56 kN	My,c,Rd = 4.61 kN*m	Vz,Ed = 0.31 kN
		Vz,c,Rd = 122.11 kN
		Classe de la section = 3



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.72 m                      Lam\_y = 0.61  
 Lcr,y = 1.55 m                  Xy = 0.83  
 Lamy = 57.25                    kyy = 0.99



en z:

Lz = 5.00 m                      Lam\_z = 1.96  
 Lcr,z = 5.00 m                  Xz = 0.22  
 Lamz = 184.40                  kzy = 0.33

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.21 < 1.00$  (6.2.1(7))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{b,y} = 57.25 < \lambda_{b,max} = 210.00$        $\lambda_{b,z} = 184.40 < \lambda_{b,max} = 210.00$       STABLE

$N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.98 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.96 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 3 MONTANT

**PIECE:** 35

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1\*1.35 + 2\*1.35 + 3\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER       $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5**

h=4.0 cm

$g_{M0} = 1.10$

$g_{M1} = 1.10$

b=4.0 cm

$A_y = 2.00$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 2.00$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 3.79$  cm<sup>2</sup>

tw=0.5 cm

$I_y = 5.43$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 5.43$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 0.31$  cm<sup>4</sup>

tf=0.5 cm

$W_{ely} = 1.91$  cm<sup>3</sup>

$W_{elz} = 1.91$  cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 34.80$  kN

$N_{c,Rd} = 80.97$  kN

$N_{b,Rd} = 36.77$  kN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 1.40$  m

$\lambda_{m,y} = 1.25$

$L_{cr,y} = 1.40$  m

$\chi_y = 0.45$

$\lambda_{m,y} = 116.96$



en z:

$L_z = 1.40$  m

$\lambda_{m,z} = 1.25$

$L_{cr,z} = 1.40$  m

$\chi_z = 0.45$

$\lambda_{m,z} = 116.96$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.43 < 1.00$  (6.2.4.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{b,y} = 116.96 < \lambda_{b,max} = 210.00$

$\lambda_{b,z} = 116.96 < \lambda_{b,max} = 210.00$       STABLE

$N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.95 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 4 DIAGONALE

**PIECE:** 36  
0.35 m

**POINT:** 2

**COORDONNEE:** x = 0.17 L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

### MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x8

h=6.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=6.0 cm	Ay=3.60 cm <sup>2</sup>	Az=3.60 cm <sup>2</sup>	Ax=6.91 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=22.79 cm <sup>4</sup>	Iz=22.79 cm <sup>4</sup>	Ix=0.82 cm <sup>4</sup>
tf=0.6 cm	Wely=5.29 cm <sup>3</sup>	Welz=5.29 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 61.32 kN	My,Ed = 0.04 kN*m	
Nc,Rd = 147.62 kN	My,Ed,max = 0.06 kN*m	
Nb,Rd = 68.06 kN	My,c,Rd = 1.13 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
		Vz,c,Rd = 44.40 kN
		Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.10 m	Lam_y = 1.23
Lcr,y = 2.10 m	Xy = 0.46
Lamy = 115.71	kyy = 0.89



en z:

Lz = 2.10 m	Lam_z = 1.23
Lcr,z = 2.10 m	Xz = 0.46
Lamz = 115.71	kzy = 0.89

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 115.71 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 115.71 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_{min} * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 5 POTEAU

**PIECE:** 404  
6.17 m

**POINT:** 6

**COORDONNEE:**  $x = 0.72 L =$

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360**

$h=30.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=15.0$ cm	$A_y=36.16$ cm <sup>2</sup>	$A_z=25.68$ cm <sup>2</sup>	$A_x=53.81$ cm <sup>2</sup>
$t_w=0.7$ cm	$I_y=8356.11$ cm <sup>4</sup>	$I_z=603.78$ cm <sup>4</sup>	$I_x=20.21$ cm <sup>4</sup>
$t_f=1.1$ cm	$W_{ply}=628.36$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=125.22$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N,Ed = -30.68$ kN	$M_y,Ed = 105.75$ kN*m	
$N_t,Rd = 1149.58$ kN	$M_y,pl,Rd = 134.24$ kN*m	
	$M_y,c,Rd = 134.24$ kN*m	$V_z,Ed = 1.50$ kN
	$MN_y,Rd = 134.24$ kN*m	$V_z,c,Rd = 316.74$ kN
	$M_b,Rd = 127.55$ kN*m	

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 757.05$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.92$
$L_{cr,upp} = 2.15$ m	$Lam_{LT} = 0.44$	$\phi_i,LT = 0.63$	$XLT,mod = 0.95$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N,Ed/N_t,Rd = 0.03 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_y,Ed/M_y,c,Rd = 0.79 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $V_z,Ed/V_z,c,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.83 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**Profil correct !!!**

**Note de calcul des assemblages :**



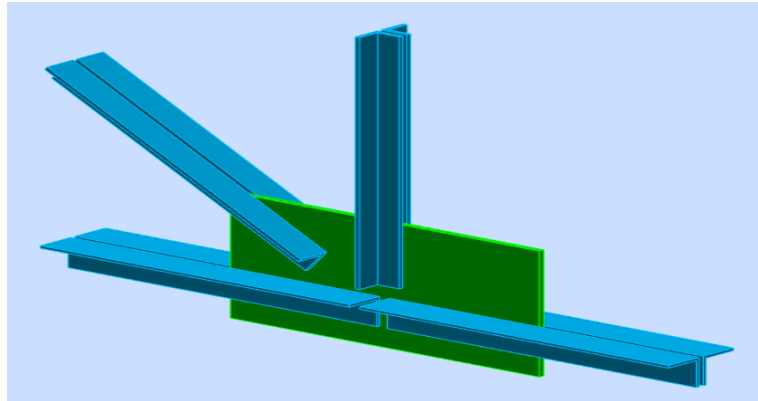
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

## Calcul de l'assemblage au gousset

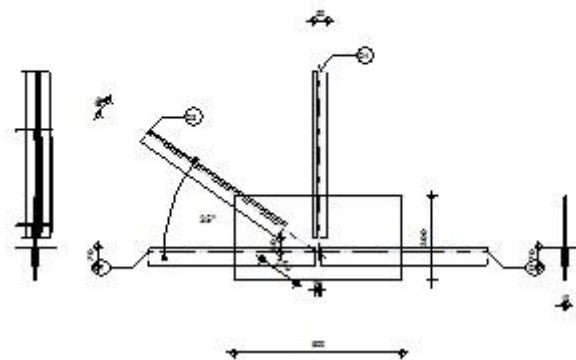
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,36



01-2018 TUB  
02-2018 TUB  
03-2018 BAR  
04-2018 BAR  
05-2018 BAR



### Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

Noeud de la structure: 2

Barres de la structure: 1, 2, 36, 25,

### Géométrie

#### Barres

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N° :	1	2	36	25		

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Profilé:</b>		2 CAE 70x10	2 CAE 70x10	2 CAE 60x8	2 CAE 45x5		
	h	70	70	60	50		mm
	b <sub>f</sub>	70	70	60	50		mm
	t <sub>w</sub>	6	6	8	8		mm
	t <sub>f</sub>	6	6	8	8		mm
	r	9	9	8	7		mm
	A	16,26	16,26	18,06	14,82		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
<b>Angle</b>	α	0,0	0,0	34,8	90,0		Deg
<b>Longueur</b>	l	1,73	2,10	1,40	1,73		m

## Soudures

### Soudures des barres

#### Barre 1

$l_1 = 100$  [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 40$  [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 3$  [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 3$  [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

#### Barre 2

$l_1 = 100$  [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 40$  [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 3$  [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 3$  [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

#### Barre 3

$l_1 = 100$  [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 44$  [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$l_1 = 100$  [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 3$  [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 3$  [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Barre 4

$l_1 = 100$  [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 46$  [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 3$  [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

$b = 3$  [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Gousset

$l_p = 600$  [mm] Longueur de la platine

$h_p = 300$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$v_1 = 0$  [mm] Grugeage

$h_2 = 0$  [mm] Grugeage

$v_2 = 0$  [mm] Grugeage

$h_3 = 0$  [mm] Grugeage

$v_3 = 0$  [mm] Grugeage

$h_4 = 0$  [mm] Grugeage

$v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0 ; 50)

$e_v = 100$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 300$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 0$  [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

### Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

### Efforts

Cas: 8: ELU /2/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 4\*1.75

$$N_{b1,Ed} = 78,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b2,Ed} = 28,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b3,Ed} = -61,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b4,Ed} = 35,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

### Résultats

#### Barre 1

##### Vérification des soudures

$$e = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons}$$

$$M_0 = 0,21 \quad \left[ \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$$

$$A_w = 6,29 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section des soudures}$$

$$I_0 = 117,69 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie polaire des soudures}$$

$$\tau_N = 62,47 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial} \quad \tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Mx} = 8,23 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x} \quad \tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 12,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z} \quad \tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$$

$$\tau = 71,85 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte résultante} \quad \tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [\text{Tableau 4.1}]$$

$$f_{vw,d} = 198,34 \quad [\text{MPa}] \quad f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\tau \leq f_{vRd} \quad 71,85 < 198,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

##### Résistance de la section

$$A = 8,13 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section}$$

$$N_{plRd} = 173,69 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 39,32  < 173,69$	vérifié	(0,23)
--	--------------------	---------	--------

### Barre 2

#### Vérification des soudures

$e = 5$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 0,07$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \cdot e$

$A_w = 6,29$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 117,69$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 22,52$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial  $\tau_N = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / A_s$

$\tau_{Mx} = 2,97$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x  $\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$

$\tau_{Mz} = 4,60$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z  $\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$

$\tau = 25,90$  [MPa] Contrainte résultante  $\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,34$  [MPa]  $f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\tau \leq f_{vRd}$	$25,90 < 198,34$	vérifié	(0,13)
---------------------	------------------	---------	--------

#### Résistance de la section

$A = 8,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{pl,Rd} = 173,69$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 14,17  < 173,69$	vérifié	(0,08)
--	--------------------	---------	--------

### Barre 3

#### Vérification des soudures

$e = 4$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = -0,11$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$

$A_w = 6,11$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 101,37$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 50,17$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial  $\tau_N = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$

$e =$	4 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\tau_{Mx} =$	-4,41 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-7,81 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	55,13 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	55,13 < 198,34	vérifié	(0,28)

### Résistance de la section

$A =$	9,03 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	192,91 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	-30,67   < 192,91	vérifié	(0,16)

### Barre 4

#### Vérification des soudures

$e =$	2 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0,04 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$
$A_w =$	5,88 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	85,84 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	30,02 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	1,73 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	3,56 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	31,95 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	31,95 < 198,34	vérifié	(0,16)

Résistance de la section

$A = 7,41$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{pl,Rd} = 158,30$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$  |17,67| < 158,30 **vérifié** (0,11)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**



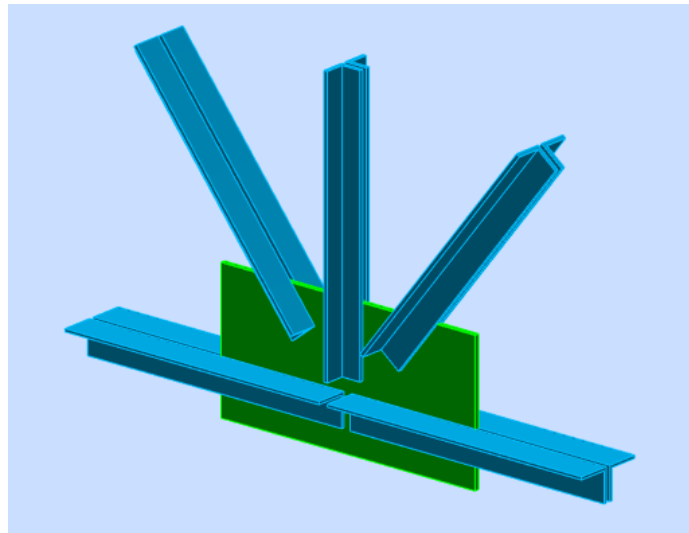
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

**Calcul de l'assemblage au gousset**

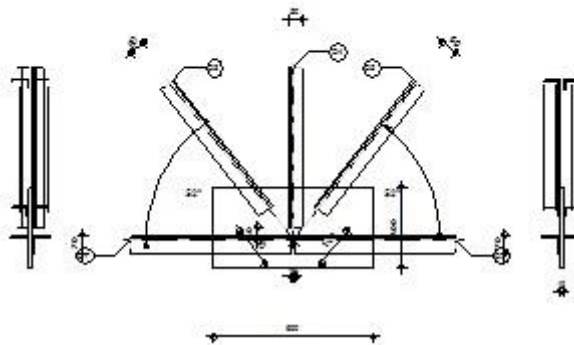
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
**0,36**



- 01-1018 75d
- 02-1018 75d
- 03-1018 85d
- 04-1018 85d
- 05-1018 85d



### Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

Noeud de la structure: 7

Barres de la structure: 6, 7, 41, 30, 42,

### Géométrie

#### Barres

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
<b>Barre N° :</b>		6	7	41	30	42	
<b>Profilé :</b>		2 CAE 75x10	2 CAE 70x10	2 CAE 60x8	2 CAE 45x5	2 CAE 60x8	
	h	70	70	60	50	60	mm
	b <sub>f</sub>	70	70	60	50	60	mm
	t <sub>w</sub>	6	6	8	8	8	mm
	t <sub>f</sub>	6	6	8	8	8	mm
	r	9	9	8	7	8	mm
	A	16,26	16,26	18,06	14,82	18,06	cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER	ACIER	
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00	365,00	365,00	365,00	MPa
<b>Angle</b>	α	0,0	0,0	51,9	90,0	51,9	Deg
<b>Longueur</b>	l	1,73	2,80	2,40	2,80	1,72	m

### Soudures

#### Soudures des barres

##### Barre 1

l<sub>1</sub> = 100 [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

l<sub>2</sub> = 40 [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

a = 3 [mm] Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

b = 3 [mm] Épaisseur de la soudure d'angle transversale

##### Barre 2

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	40	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Barre 3

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	44	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Barre 4

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	46	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Barre 5

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	44	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

### Gousset

$l_p =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Épaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$v_3 = 0$  [mm] Grugeage

$h_4 = 0$  [mm] Grugeage

$v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;50)

$e_v = 100$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 300$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 0$  [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### Efforts

Cas: 8 : ELU /1/  $1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.50$

$N_{b1,Ed} = 77,14$  [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 77,14$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -6,88$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 11,36$  [kN] Effort axial

$N_{b5,Ed} = -6,88$  [kN] Effort axial

### Résultats

#### Barre 1

##### Vérification des soudures

$e = 5$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 0,20$   $\frac{[kN \cdot m]}{m}$  Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$

$A_w = 6,29$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 117,69$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 61,28$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial  $\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$

$e =$	5 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\tau_{Mx} =$	8,07 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	12,53 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	70,48 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	70,48 < 198,34	vérifié	(0,36)

### Résistance de la section

$A =$	8,13 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	173,69 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	38,57  < 173,69	vérifié	(0,22)

### Barre 2

#### Vérification des soudures

$e =$	5 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0,20 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \cdot e$
$A_w =$	6,29 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	117,69 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	61,28 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	8,07 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	12,53 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	70,48 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\tau \leq f_{vRd}$	$70,48 < 198,34$	vérifié	(0,36)
---------------------	------------------	---------	--------

### Résistance de la section

$A = 8,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{plRd} = 173,69$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 38,57  < 173,69$	vérifié	(0,22)
--	--------------------	---------	--------

### Barre 3

#### Vérification des soudures

$e = 4$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = -0,01$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$

$A_w = 6,11$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 101,37$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = -5,63$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial  $\tau_N = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$

$\tau_{Mx} = -0,49$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x  $\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$

$\tau_{Mz} = -0,88$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z  $\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$

$\tau = 6,18$  [MPa] Contrainte résultante  $\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,34$  [MPa]  $f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\tau \leq f_{vRd}$	$6,18 < 198,34$	vérifié	(0,03)
---------------------	-----------------	---------	--------

### Résistance de la section

$A = 9,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{plRd} = 192,91$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -3,44  < 192,91$	vérifié	(0,02)
--	--------------------	---------	--------

### Barre 4

#### Vérification des soudures

$e = 2$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 0,01$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$

### Vérification des soudures

$e = 2$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$A_w = 5,88$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 85,84$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = 9,65$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial

$$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$$

$\tau_{Mx} = 0,56$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$$

$\tau_{Mz} = 1,14$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$$

$\tau = 10,27$  [MPa] Contrainte résultante

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$$

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = 198,3$  [MPa]

$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$\tau \leq f_{vRd}$   $10,27 < 198,34$  **vérifié** (0,05)

### Résistance de la section

$A = 7,41$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{plRd} = 158,30$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|5,68| < 158,30$  **vérifié** (0,04)

## Barre 5

### Vérification des soudures

$e = 4$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = -0,01$  [kN\*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \cdot e$$

$A_w = 6,11$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$I_0 = 101,3$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie polaire des soudures

$\tau_N = -5,63$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial

$$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b5,Ed} / A_s$$

$\tau_{Mx} = -0,49$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$$

$\tau_{Mz} = -0,88$  [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$$

$\tau = 6,18$  [MPa] Contrainte résultante

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$$

$e = 4$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons ]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$f_{vw,d} = \frac{198,3}{4}$  [MPa]  $f_{vw,d} = \frac{f_u}{(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})}$

$\tau \leq f_{VRd}$   $6,18 < 198,34$  vérifié (0,03)


**Résistance de la section**

$A = 9,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section

$N_{plRd} = 192,91$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b5,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|-3,44| < 192,91$  vérifié (0,02)


**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,36



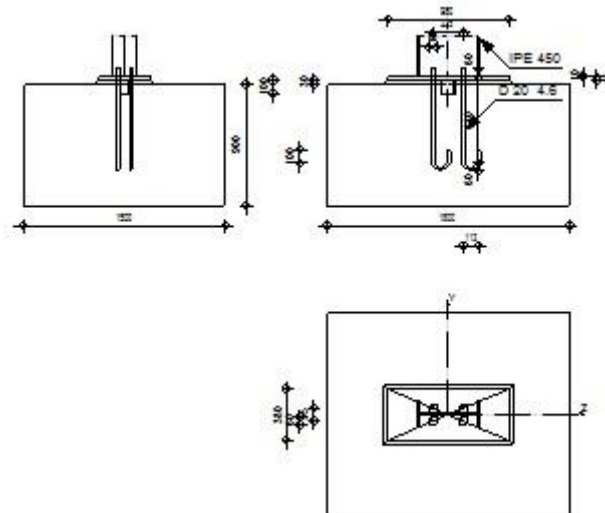
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

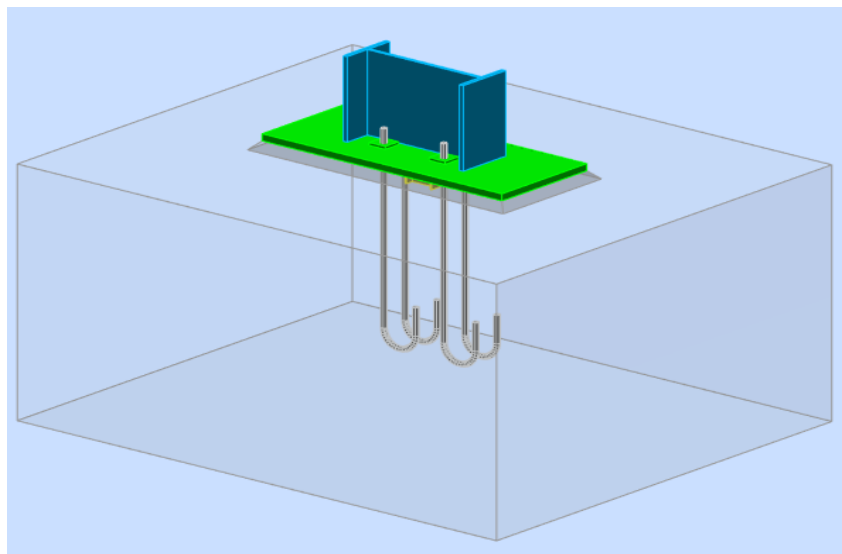
**Calcul du Pied de Poteau articulé**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB  
Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,25**





### Général

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Noeud de la structure: 400

Barres de la structure: 404

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: HEA 450

Barre N°: 404

$L_c =$	8,60	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	98,82	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau

$L_c = 8,60$  [m] Longueur du poteau

$I_{yc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

$f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_{pd} = 900$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 380$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$n_v = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_H = 2$  Nombre de rangées des boulons

$e_H = 225$  [mm] Ecartement

$e_v = 95$  [mm] Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$  [mm]

$L_2 = 640$  [mm]

$L_3 = 120$  [mm]

$L_4 = 100$  [mm]

### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### Bêche

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$  [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### Semelle isolée

$L = 1800$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

### Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

### Mortier de calage

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### Soudures

$a_p = 5$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

### Efforts

Cas: 8: ELU /2/  $1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.75$

$N_{j,Ed} = 25,99$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -32,80$  [kN] Effort tranchant

## Résultats

### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$  Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 59,98$  [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 240,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 49,00$  [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 49,00$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1,03$  [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$  Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$  Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2,32$  [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 640$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 93,33$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 525$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 403,47$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 403,47$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1575$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 788$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 30060,00$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 27000,00$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,90$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 703$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,97$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 162,3$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**FENDAGE DU BETON**

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 543,06$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1280$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 640$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 20693,75$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 20693,75$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 640$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$       Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation      CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,00$       Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$       Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation      CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$       Coef. dépendant du degré de fissuration du béton      CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,79$       Coef. dépendant de la hauteur de la fondation      CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$       Coefficient de sécurité partiel      CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 198,80$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton      CEB [9.2.5]

#### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 49,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

#### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$l_{eff,1} = 208$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1      [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 208$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2      [6.2.6.5]

$m = 37$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement      [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 6,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1      [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 6,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2      [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 747,53$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1      [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 220,56$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2      [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 98,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3      [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd} = 98,00$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction      [6.2.4]

#### RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau      [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc} = 208$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction      [6.2.6.3.(2)]

$A_{vc} = 50,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement      EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

**RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]

$\omega = 0,92$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,wc,Rd} = 382,47$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 196,00$  [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

**Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,13 < 1,00$  vérifié (0,13)

**Cisaillement**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 5,11$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 365,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,37$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 37,00$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,25$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 53$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 7,79$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 350,67$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 324,69$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 1678,7$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,45$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,09$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,88$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 338,70$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0,00$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$  [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

**CONTROLE DU CISAILEMENT**

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 133,81$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,25 < 1,00$  vérifié (0,25)

**Soudures entre le poteau et la plaque d'assise**

$\sigma_{\perp} = 2,32$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 2,32$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -7,79$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,04 < 1,00$  vérifié (0,04)

**Composant le plus faible:**

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio  $0,25$

### **Conclusion générale**

*D'après l'étude réalisée dans le cadre de projet de fin d'études, il nous a été donné de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'applications des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures métalliques.*

*La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges (d'exploitation, de neige, du vent et du séisme).*

*Ce travail consiste à étudier et dimensionner une salle de sport avec fermes à treillis, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, (les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage) on a entamé le calcul de dimensionnement.*

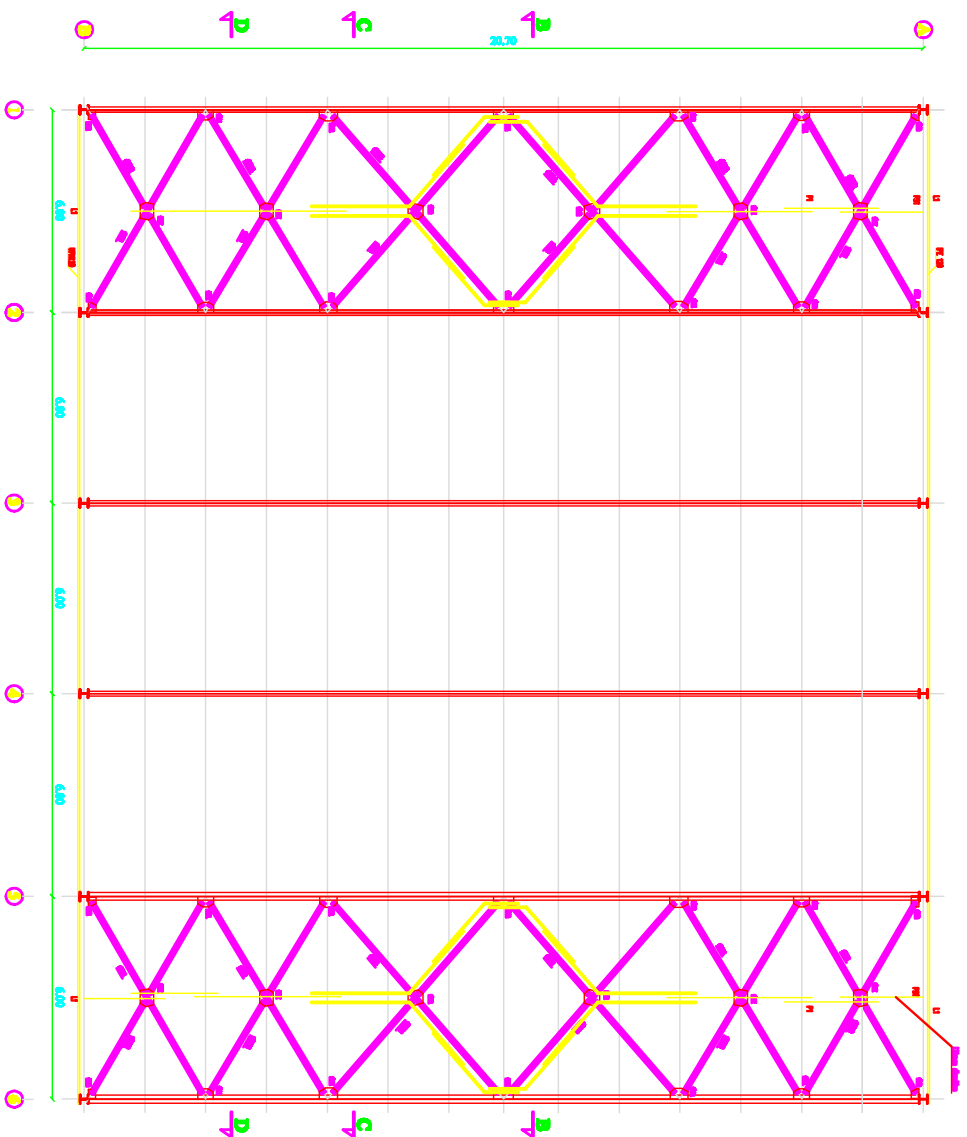
*Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.*

*Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (ROBOT), ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique du département de génie civil de l'Université de **MOULOU** **MAMMERI** « **TIZI OUZOU** ».*

*A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.*







**Vue en plan des éléments structuraux  
de la toiture**

ÉTUDE ARCHITECTURALE, INGÉNIEURIE ET PAYSAGÈRE  
**TRÉ QUÉBEC**  
 2401, rue de la Grande Vallée  
 Québec, Québec G1S 4M2  
 Téléphone : 514 381-1111

**PROJET** : Lignes types pour A Profil  
 "Salle de sport"  
 PROJET D'ÉRECTION / CHANGEMENT MÉTALLIQUES

<b>PROJET</b>	<b>MATÉRIEL</b>
<b>PROFIL</b>	<b>DATE DE TRACÉ</b>
<b>PROFIL</b>	<b>DATE</b>
<b>PROFIL</b>	<b>PROFIL</b>
<b>PROFIL</b>	<b>PROFIL</b>

**ABET ARCHIBAT**  
 Bureau d'Architecture  
 1000, rue de la Grande Vallée  
 Québec, Québec G1S 4M2  
 Téléphone : 514 381-1111



Références bibliographiques :

- ❖ *Calcul pratique des éléments de constructions métalliques selon l'Eurocode 03, L'ouvrage de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou)*
- ❖ *Le Règlement NEIGE et VENT : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48. ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)*
- ❖ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, ouvrage de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou)*
- ❖ *EUROCODE 3 «Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1».*
- ❖ *Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.*
- ❖ *B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles ,1997.*
- ❖ *REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER : « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)*
- ❖ *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES : « RPA 99 version 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)*
- ❖ *Mémoires de fin d'études ([www.ummtto.dz](http://www.ummtto.dz)) années 2018/2019 – 2020/2021*
- ❖ *Supports de logiciel ROBOT 2010 et ROBOT 2016.*