



Université Abderrahmane MIRA – Béjaïa-  
Faculté des Sciences et Technologies  
Département de Génie Civil

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue d'obtention du diplôme de Master  
en Construction Métallique

### Thème

**Etude d'une salle de sport en charpente métallique**

Réalisé par :

*M<sup>r</sup> : BEKKOUR Walid*

*M<sup>r</sup> : KERKOUR Samir*

Encadré par :

*M<sup>me</sup> : OUARI.N*

*Devant les membres de jury constitué de :*

*M<sup>r</sup> : REMDANI.L*

*M<sup>r</sup> : LARABAT.Z*

Année Universitaire 2015-2016

## REMERCIEMENTS

*Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.*

*Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant le cursus.*

*Nous tenons à exprimer notre gratitude à Mme Nadia OUARI, notre promotrice, pour nous avoir guidé tout au long de ce travail, nous le remercions de sa disponibilité, pour ses conseils avisés et son aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner et d'évaluer ce modeste travail.*

*Nos remerciements sont adressés aux enseignants du département du Génie civil, ayant contribué à notre formation.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents.*

*A mon frère et mes deux sœurs.*

*A ma famille de près ou de loin et celle  
de mon binôme.*

*A mes amis (es) «Rahim, hicham,  
azeddine, massi, Fayçal, Billel, Dris, Mounir, didine,  
lotfi, Amine, Saïda, Samir, amina, Iyes Big, abdou,  
, Baha, soraya, wassila, ramzy, ».*

*A toute la promotion M2 Construction  
Metallique 2016.*

*BEKKOUR WALID*

*Je dédie ce modeste travail :*

*En premier lieu a mes parents et mes grands parents qui nous ont  
donné l'éducation avant le savoir et qui nous ont soutenus dans*

*toutes nos décisions,*

*A mes frères et sœur,*

*A mon oncle Djamel et mes petits cousins,*

*A mon cher adorable cousin Abd el-chakour,*

*A Nassira Kerkour,*

*A toutes mes tantes, mes oncles, mes cousins et cousines,*

*A tous mes amis(es) en particulier mon cher ami*

*Ramzy, Lyes, Brami, Amina et Kamy,*

*A tous mes ex-coéquipiers,*

*A Mr. Bellil A/Ghani,*

*A toute l'équipe l'indite,*

*A tous les membres de la Delta Force sans exception,*

*A Baha et Jesus, Amimeur et tous les CM1, CM2,*

*Aux inventeurs et aux pratiquants de la technique di-la suicide,  
A mon binome et toute sa famille.*

**Table des matières**

Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....	3
I.1. Introduction .....	3
I.2. Situation du projet .....	3
I.3. Caractéristiques .....	3
I.4. Règlements Utilisés .....	6
I.5. Les actions agissant sur la structure .....	6
I.6. Les Combinaisons d'actions .....	6
I.6.1. <i>Situation durable</i> .....	6
I.6.2. <i>Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »</i> .....	7
I.7. Limites des flèches et des déplacements .....	7
Chapitre II : Etude climatique .....	9
II.1. Action du vent .....	9
II.1.1. <i>Introduction</i> .....	9
II.1.2. <i>Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul</i> .....	9
II.1.3. <i>Calcul des différentes pressions</i> .....	10
II.2. Etudes à la neige .....	26
II.2.1. <i>Charges de neige</i> .....	26
II.2.2. <i>Détermination de la charge neige sur le sol (<math>S_k</math>)</i> .....	26
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments. ....	30
III.1. Calcul des pannes .....	30
III.1.1. <i>Définition</i> .....	30
III.1.3. <i>Données de calcul</i> .....	30
III.1.4. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	31
III.1.5. <i>Combinaisons d'actions</i> .....	33
III.1.6. <i>Pré dimensionnement des pannes</i> .....	33
III.1.7. <i>Dimensionnement des pannes</i> .....	34
III.1.8. <i>Vérification de la résistance des pannes (ELU)</i> .....	36
III.2. Calcul des lisses de bardage .....	37
III.2.1. <i>Modes de fonctionnement</i> .....	37
III.2.2. <i>Données de calcul</i> .....	37
III.2.3. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	38
III.2.4. <i>Pré dimensionnement des lisses</i> .....	39
III.2.5. <i>Vérification de la flèche</i> .....	41
III.3. Calcul des potelets .....	41
III.3.1. <i>Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge</i> .....	42
III.3.2. <i>Le pré dimensionnement du potelet</i> .....	42
Chapitre IV : Etude des contreventements .....	49
IV.1. Introduction .....	49

IV.2. Rôle des systèmes de contreventement .....	49
IV.3. Contreventements de toiture (POUTRE AU VENT) .....	49
IV.3.1. Calcul de la poutre au vent en pignon .....	49
IV.3.2. Section de la diagonale .....	51
IV.3.3. Calcul de la section brute A .....	51
IV.3.4. Vérification à la résistance ultime de la section .....	52
IV.3.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance .....	52
IV.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans .....	56
IV.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité .....	56
IV.4.2. Section de la diagonale .....	57
IV.4.3. Vérification à la résistance ultime de la section .....	57
IV.5. Calcul de la poutre sablière .....	57
IV.5.1. Pré dimensionnement .....	58
Chapitre V : Etude des éléments secondaires .....	60
V.1. Etude des escaliers .....	60
V.1.1. Définitions .....	60
V.1.2. Choix des dimensions .....	61
V.2. Pré dimensionnement de l'escalier .....	61
V.2.1. Évaluation des charges .....	62
V.2.2. Pré dimensionnement de la poutre .....	62
V.3. Pré dimensionnement du limon .....	64
V.3.1. Évaluation de charges .....	64
V.3.2. Condition de flèche .....	65
V.3.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé .....	65
Chapitre VI : Etude sismique .....	68
VI.1. Introduction .....	68
VI.2. Analyse de la structure .....	69
VI.2.1. Type d'analyse .....	69
VI.2.2. Méthodes de calcul .....	69
VI.2.3. La méthode statique équivalente .....	69
VI.2.4. Principe de la méthode spectrale .....	73
VI.3. Analyse des résultats .....	77
VI.3.1. Les combinaisons de calcul .....	77
VI.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	77
VI.3.3. Vérification des déplacements .....	78
VI.4. Effet de deuxième ordre .....	79
Chapitre VII : Vérification de l'ossature .....	82
VII.1. Introduction .....	82
VII.2. Vérification des traverses .....	82
VII.2.1. Vérification de la section à la résistance .....	82
VII.2.2. Vérification de la résistance de la section transversale .....	84
VII.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités .....	84
VII.3. Vérification de la poutre auvent (Long pan) .....	89
VII.3.1. Vérification à la traction .....	89
VII.3.2. Vérification au flambement .....	89
VII.4. Vérification de la poutre auvent (Pignon) .....	90
VII.4.1. Vérification à la traction .....	91
VII.4.2. Vérification au flambement .....	91

VII.5. Vérification de la palée de stabilité (Long pan) .....	92
VII.5.1. Vérification à la traction .....	92
VII.5.2. Vérification au flambement .....	93
VII.6. Vérification de la palée de stabilité (Pignon) .....	93
VII.6.1. Vérification à la traction .....	94
VII.6.2. Vérification au flambement .....	94
VII.7. Vérification des poteaux (HEB260).....	95
VII.7.1. Vérification à la résistance.....	96
VII.7.2. Vérification de l'effort tranchant .....	97
VII.7.3. Vérification à l'effort normal.....	97
VII.7.4. Vérification au moment fléchissant .....	97
VII.7.5. Vérification de l'élément aux instabilités .....	97
Chapitre VIII : Calcul des Assemblages .....	103
VIII.1. Introduction.....	103
VIII.2. Fonctionnement des assemblages.....	103
VIII.2.1. Le boulonnage .....	103
VIII.2.2. Le soudage.....	103
VIII.2.3. Fonctionnement par adhérence .....	104
VIII.2.4. Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3).....	104
VIII.2.5. Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1)).....	104
VIII.3. Rôle des assemblages.....	104
VIII.4. Assemblage traverse – traverse .....	105
VIII.5. Assemblage poteau - traverse .....	108
VIII.6. Assemblage de l'échantignolle .....	114
VIII.6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	114
VIII.6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse .....	114
VIII.7. Assemblage poteau-poutre sablière .....	115
VIII.8. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) .....	117
VIII.8.1. Assemblage gousset-nœud du portique.....	118
VIII.8.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique .....	119
VIII.8.3. Assemblage palée en croix de saint André .....	120
VIII.9. Assemblage des éléments de la Poutre au vent.....	122
VIII.9.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset .....	122
VIII.9.2. Dimensionnement du cordon de soudure .....	123
VIII.10. Calcul de Pied de poteau .....	125
VIII.10.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux .....	125
VIII.10.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	129
VIII.11. Calcul de Pied de potelet .....	132
VIII.11.1. Vérification de la tige d'ancrage.....	134
VIII.11.1. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	135
CHAPITRE IX.....	138
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .....	139
IX.1. Introduction .....	139
IX.2. Calcul des fondations .....	139
IX.2.1. Détermination des sollicitations.....	139
IX.2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau .....	140
IX.2.3. Dimensionnement de la semelle .....	141
IX.2.4. Vérification des contraintes .....	142

IX.2.5. Détermination des armatures de la semelle .....	143
IX.2.6. Dimensionnement de la semelle de potelet.....	147
IX.2.7. Calcul des armatures .....	148
IX.3. Calcul des longrines .....	149
IX.3.1. Introduction.....	149
IX.3.2. Pré dimensionnement .....	149
IX.3.3. Ferrailage.....	149
IX.4. Ferrailage des futs.....	151
Chapitre X : Stabilité d'ensemble .....	155
X.1. Introduction.....	155
IX.2. Détermination des moments renversants ( $M_R$ ) .....	155
IX.2.1 : Cas du vent :.....	155
IX.2.2. Cas de séisme.....	160
Conclusion générale .....	163



## Liste de figure

Figure I. 1. Présentation de l'ouvrage. ....	3
Figure I. 2. Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure II. 1. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens $V_1$ .....	11
Figure II. 2. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens $V_1$ .....	11
Figure II. 3. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticale selon $V_1$ .....	12
Figure II. 4. Vue en plan des zones de pression de la toiture sens $V_1$ .....	12
Figure II. 5. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la toiture selon $V_1$ .....	13
Figure II. 6. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens $V_2$ .....	17
Figure II. 7. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens $V_2$ .....	17
Figure II. 8. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticale selon $V_2$ .....	18
Figure II. 9. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la toiture selon $V_2$ .....	18
Figure II. 10. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens $V_3$ .....	22
Figure II. 11. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens $V_3$ .....	22
Figure II. 12. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticale selon $V_3$ .....	22
Figure II. 13. $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la toiture selon $V_3$ .....	23
Figure II. 14. Coefficient de forme - Toiture à deux versants. ....	27
Figure III. 1. Disposition de la panne. ....	30
Figure III. 2. Etre axe des pannes. ....	31
Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes $G$ sur les pannes. ....	31
Figure III. 4. Schéma statique des surcharges d'entretien $P$ et $P'$ sur les pannes.....	32
Figure III. 6. Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes. ....	32
Figure III. 5. Schéma statique des surcharges climatique du vent $V$ sur les pannes. ....	32
Figure III. 7. Panne continue sans liernes. ....	34
Figure III. 8. Disposition de l'échantignolle.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III. 9. Dimensions de l'échantignolle. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III. 10. Disposition des lisses de bardage. ....	38
Figure III. 11. Schéma statique de la lisse selon le plan y-y. ....	38
Figure III. 12. Schéma statique de la lisse selon le plan z-z. ....	38
Figure III. 13. Disposition des potelets. ....	42
Figure IV. 1. Schéma statique de la poutre au vent en pignon. ....	50
Figure IV. 2. Méthode des coupures. ....	51
Figure IV. 3. Schéma statique de palée de stabilité en long pan.....	56
Figure IV. 4. Méthode des coupures.....	56
Figure IV. 5. Schéma statique de la poutre sablière. ....	57
Figure V. 1. Vue de l'escalier.....	60
Figure V. 2. Inclinaison d'escaliers.....	61
Figure V. 3. Vue en plan de l'escalier.....	62
Figure V. 4. Schémas statique de la cornière.....	63
Figure VI. 1. Schéma du spectre de réponse suivant X-X et Y-Y.....	74
Figure VI. 2. Mode de déformation (1).....	75
Figure VI. 3. Mode de déformation (2).....	76
Figure VI. 4. Mode de déformation (3).....	76

Figure VII. 1. <i>Illustration de la traverse la plus sollicité.</i> .....	82
Figure VII. 2. <i>Illustration de la barre la plus sollicité.</i> .....	89
Figure VII. 3. <i>Illustration de la barre la plus sollicité.</i> .....	91
Figure VII. 4. <i>Illustration de la barre la plus sollicité.</i> .....	92
Figure VII. 5. <i>Illustration de la barre la plus sollicité.</i> .....	94
Figure VII. 6. <i>Illustration du poteau le plus sollicité.</i> .....	96
Figure VIII. 1. <i>Représentation de l'assemblage traverse-traverse.</i> .....	106
Figure VIII. 2. <i>Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.</i> .....	108
Figure VIII. 3. <i>Représentation de l'assemblage poteau-traverse.</i> .....	109
Figure VIII. 4. <i>Vue de l'assemblage poteau – Traverse.</i> .....	113
Figure VIII. 5. <i>Vue de face de l'échantignole.</i> .....	114
Figure VIII. 6. <i>Représentation de l'assemblage poteau – poutre sablière.</i> .....	115
Figure VIII. 7. <i>Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.</i> .....	118
Figure VIII. 8. <i>Assemblage diagonale de palée sur gousset.</i> .....	119
Figure VIII. 9. <i>Représentation de l'assemblage palée de stabilités.</i> .....	121
Figure VIII. 10. <i>Représentation de l'assemblage poutre au vent.</i> .....	124
Figure VIII. 11. <i>Tige d'encrage du pied du poteau.</i> .....	125
Figure VIII. 12. <i>Dispositions constructives.</i> .....	126
Figure VIII. 13. <i>Disposition des tiges d'encrages.</i> .....	127
Figure VIII. 14. <i>Vérification de la section 1-1.</i> .....	130
Figure VIII. 15. <i>Vérification de la section 2-2.</i> .....	131
Figure VIII. 16. <i>Vérification de la section 3-3.</i> .....	132
Figure VIII. 17. <i>Pied de poteau articulé.</i> .....	133
Figure IX. 1. <i>Dimension de la semelle.</i> .....	140
Figure IX. 2. <i>Schéma de ferrailage de la semelle.</i> .....	147
Figure IX. 3. <i>Schéma de la semelle de potelet.</i> .....	149
Figure IX. 4. <i>Schéma de ferrailage des longrines.</i> .....	151
Figure IX. 5. <i>Section du fut à ferrailer.</i> .....	151
Figure IX. 6. <i>Schéma de ferrailage des futs.</i> .....	153
Figure X. 1. <i>Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.</i> .....	158
Figure X. 2. <i>Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure</i> .....	160

## Liste de tableaux

Tableau I. 1. Valeurs recommandées pour les flèches verticales. ....	7
Tableau II. 1. Les valeurs des Coefficient d'exposition des différents niveaux et sens. ....	10
Tableau II. 2. Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens $V_1$ .....	10
Tableau II. 3. Valeurs des $C_{pe}$ de parois verticale selon $V_1$ .....	11
Tableau II. 4. Valeurs des $C_{pe}$ de la toiture selon $V_1$ .....	12
Tableau II. 5. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon $V_1$ .....	13
Tableau II. 6. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon $V_1$ .....	14
Tableau II. 7. Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon $V_1$ .....	14
Tableau II. 8. Valeurs des forces extérieures de la toiture selon $V_1$ .....	15
Tableau II. 9. Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon $V_1$ .....	15
Tableau II. 10. Valeurs des forces intérieures de la toiture selon $V_1$ .....	16
Tableau II. 11. Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens $V_2$ .....	16
Tableau II. 12. Valeurs des $C_{pe}$ de parois verticale selon $V_2$ .....	17
Tableau II. 13. Valeurs des $C_{pe}$ de la toiture selon $V_2$ .....	18
Tableau II. 14. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon $V_2$ .....	19
Tableau II. 15. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon $V_2$ .....	19
Tableau II. 16. Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon $V_2$ .....	19
Tableau II. 17. Valeurs des forces extérieures de la toiture selon $V_2$ .....	20
Tableau II. 18. Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon $V_2$ .....	20
Tableau II. 19. Valeurs des forces intérieures de la toiture selon $V_2$ .....	20
Tableau II. 20. Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens $V_3$ .....	21
Tableau II. 21. Valeurs des $C_{pe}$ de parois verticale selon $V_3$ .....	22
Tableau II. 22. Valeurs des $C_{pe}$ de la toiture selon $V_3$ .....	23
Tableau II. 23. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon $V_3$ .....	23
Tableau II. 24. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon $V_3$ .....	24
Tableau II. 25. Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon $V_3$ .....	24
Tableau II. 26. Valeurs des forces extérieures de la toiture selon $V_3$ .....	24
Tableau II. 27. Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon $V_3$ .....	25
Tableau II. 28. Valeurs des forces intérieures de la toiture selon $V_3$ .....	25
Tableau II. 29. Charge de la neige sur le sol en fonction de l'altitude .....	26
Tableau II. 30. Coefficient de forme - Toiture à deux versants. ....	27
Tableau IV. 1. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets .....	50
Tableau VI. 1. Pénalité de vérification. ....	72
Tableau VI. 2. Pourcentage de participation de masse .....	75
Tableau VI. 3. Combinaisons de calcul .....	77
Tableau VI. 4. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	77
Tableau VI. 5. Déplacement max en situation durable. ....	78
Tableau VI. 6. Déplacement relatif des niveaux. ....	79
Tableau VI. 7. Effet P- $\Delta$ suivant X-X. ....	80
Tableau VI. 8. Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y .....	80
Tableau VII. 1. Les efforts dans les éléments de contreventement .....	89
Tableau VII. 2. Les efforts dans les éléments de contreventement .....	91
Tableau VII. 3. Les efforts dans les éléments de contreventement .....	92

Tableau VII. 4. <i>Les efforts dans les éléments de contreventement.</i> .....	94
Tableau VII. 5. <i>Les sollicitations du poteau le plus sollicité</i> .....	96
Tableau VII. 6. <i>Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.</i> .....	118
Tableau VIII. 1. <i>Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.</i> .....	103
Tableau VIII. 2. <i>Valeur du coefficient de frottement <math>\mu</math> selon la surface.</i> .....	104
Tableau VIII. 3. <i>Principales caractéristiques géométrique.</i> .....	105
Tableau VIII. 4. <i>Dimension des cordons de soudure.</i> .....	124
Tableau IX. 1. <i>Les sollicitations à la base des poteaux HEB260.</i> .....	140
Tableau IX. 2. <i>Les sollicitations à la base de la semelle.</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IX. 3. <i>Vérification des contraintes dans le sol.</i> .....	143
Tableau IX. 4. <i>Les armatures des semelles.</i> .....	146
Tableau X. 1. <i>Forces extérieurs sens VI.</i> .....	155
Tableau X. 2. <i>Forces intérieurs sens VI.</i> .....	156
Tableau X. 3. <i>La force <math>F_w</math> résultante cas VI</i> .....	157
Tableau X. 4. <i>Forces extérieurs V3.</i> .....	158
Tableau X. 5. <i>forces intérieurs sens V3.</i> .....	158
Tableau X. 6. <i>La force <math>F_w</math> résultante cas V3</i> .....	159
Tableau X. 7. <i>Réactions à la base due aux effets sismiques.</i> .....	160
Tableau X. 8. <i>Vérification au renversement sous l'effet du séisme.</i> .....	161

## Liste de symboles

### Sollicitations-Contraintes-Déformations :

- $E_a$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).  
 $\nu$  : Coefficient de poisson pour l'acier.  
 $G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).  
 $F_p$  : Effort de précontrainte dans un boulon (kN).  
 $M_{sd}$  : Moment sollicitant maximum (kN.m).  
 $M_{rd}$  : Moment résistant (kN.m).  
 $M_{st}$  : Moment stabilisateur  
 $M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement.  
 $N_{sd}$  : Effort normal due aux charges verticales (kN).  
 $N_u$  : Effort normal pondéré (kN).  
 $N_{rd}$  : Effort normal résistant (KN).  
 $N_{pl}$  : Effort normal de plastification (kN).  
 $W_{ply,Z}$  : Module plastique de la section  
 $W_{ely,Z}$  : Module élastique de la section.  
 $W_{eff}$  : Module élastique efficace de la section.  
 $M_{ply}$  : Moment résistant plastique de la section.  
 $M_{ely,Z}$  : Moment résistant élastique de la section.  
 $V_{sd}$  : Effort tranchant sollicitant (kN).  
 $V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification (kN).  
 $V_u$  : Effort tranchant de calcul ultime.  
 $F$  : Flèche d'une poutre (mm).  
 $F_{adm}$  : Flèche admissible (mm).  
 $f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).  
 $f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).  
 $f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).  
 $\xi_y$  : Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).  
 $\xi$  : allongement relatif (déformation %).  
 $f_{yb}$  : Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).  
 $\sigma$  : Contrainte normale (MPa).  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### Caractéristiques Géométriques

- $A$  : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).  
 $A_{net}$  : Section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).  
 $A_v$  : Aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).  
 $I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).  
 $a$  : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

- b** : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
- h** : Hauteur d'une pièce en générale (mm).
- A<sub>s</sub>** : Section d'armature de béton (cm<sup>2</sup>).
- L** : Longueur, ou portée d'une poutre(m).
- L<sub>cr</sub>** : Longueur critique (m).
- t** : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
- t<sub>f</sub>** : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
- t<sub>w</sub>** : Épaisseur d'une âme de poutre (mm).
- i** : Rayon de giration d'une section (mm).
- L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement (mm).
- Φ** : Diamètre d'une armature transversale.
- G** : Action permanente.
- Q** : Action d'exploitation.
- e** : L'excentricité de l'effort normal.

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions**

- n** : Nombre de connecteur répartir sur une longueur critique.
- P** : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
- n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- C<sub>pi</sub>** : Coefficient de pression intérieur.
- C<sub>pe</sub>** : Coefficient de pression extérieur.
- K** : Coefficient de flambement.
- K<sub>y</sub>, K<sub>z</sub>** : Coefficient de flambement-flexion.
- β<sub>M</sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
- ξ** : Coefficient de réduction élastique de l'acier (
- λ** : Élancement de l'élément.
- K<sub>λ</sub>** : Élancement eulérien.
- λ<sub>y,z</sub>** : Elancement géométrique pour le mode de flambement.
- λ<sub>cr</sub>** : Elancement critique d'Euler.
- μ** : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
- χ** : Coefficient de réduction de flambement.
- χ<sub>y,z</sub>** : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
- λ<sub>LT</sub>** : Elancement réduit pour le déversement.
- χ<sub>LT</sub>** : Coefficient de réduction pour le déversement.
- α<sub>LT</sub>** : Facteur d'imperfection pour le déversement.
- β<sub>M<sub>y,z</sub></sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- β<sub>MLT</sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- γ** : Coefficient partiel de sécurité.
- Ψ<sub>s</sub>** : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **Introduction générale**

Le métal commence à être utilisé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle, l'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction adaptés à la construction d'ossatures métalliques.

Ces éléments de construction « rigides » permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé et les charges transmises au sol est considéré allégées.

Ces produits sidérurgiques sont généralement obtenus par laminage à chaud ou à froid d'acier doux (pour les structures porteuses) pour que leur rupture éventuelle se fasse après une importante déformation et non brutalement. Et de ce fait le coût de réalisation est très compétitif.

L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.



# **CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.**

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

### I.1. Introduction

Notre projet consiste à étudier un hangar à usage loisir avec toiture à deux versants, et ossature en charpente métallique. L'étude de ce projet est faite par le bureau d'architecture BART.

### I.2. Situation du projet

Le présent projet sera implanté au centre ville de Bejaia a environ 350m au sud du siège de l'A.P.C qui est cerclé par l'ancienne S.N.T.V, SNTF et le cercle du MOB au niveau de la commune de Bejaia wilaya de Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa.

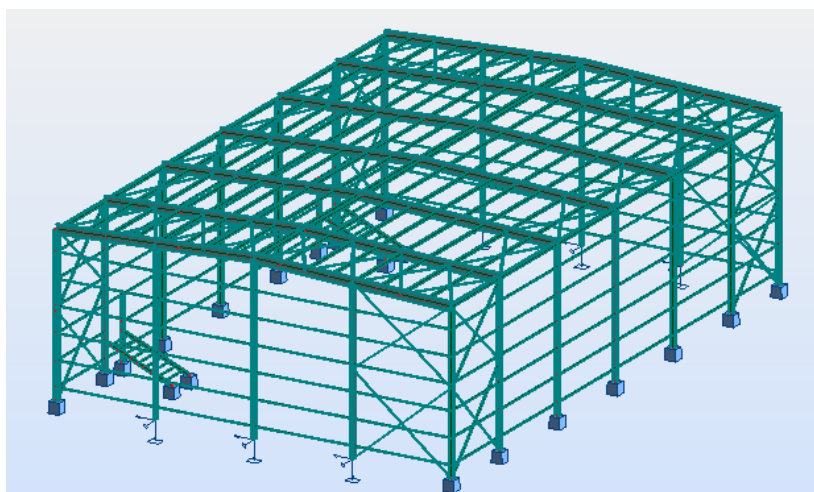


Figure I. 1. Présentation de l'ouvrage.

### I.3. Caractéristiques

#### a. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale : 34m.
- Largeur totale : 23.64m.
- Surface totale : 803.76 m<sup>2</sup>
- Hauteur totale : 10.05m.
- Hauteur de la toiture : 0.55m.

#### b. Elément de l'ouvrage

- Toiture a deux (2) versants avec une pente de  $2.66^\circ$ .
- Bardage (panneau sandwich).
- Poteaux, poutres, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques S235.

- Ouvertures :
  - La face principale de long pan : on a dix-huit (18) ouvertures.
  - La face secondaire de long pan : on a six(6) ouvertures
  - La face du pignon on n'a aucune ouverture.
- Portique :
  - Dans le sens pignon on a un portique de 23.64m.
  - Dans le sens long pan on a quatre (4) portiques de 6m et deux (2) de 5m.

### c. Etude de sol :

L'étude de sol a été réalisée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (L.N.H.C) de Bejaia; Le sol est constitué de sable marneux coquillé en surface et de sable vaseux coquillé en profondeur surmonté par une couche de remblai. On a :

- Une contrainte admissible  $\sigma_{adm}=0.75 \text{ bars}$
- Un système de fondation en semelles isolées à une profondeur d'ancrage de **2m**.

### d. Toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE.

### e. L'escalier :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est en structure métallique.

### f. Les façades :

- Les murs extérieurs sont réalisés avec de panneau sandwich.

### g. Conception du système de fondation :

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

### h. Matériaux utilisé :

#### a) Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance a la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

#### ❖ Propriété de l'acier :

##### ✓ Résistance :

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les par les Eurocodes03et04 ainsi que le DTR CCM97 et ce, conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la nuance S235 qui présente les meilleurs propriétés de ductilité.

✓ **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ )
- A la rupture l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieure ou égal à 15%.

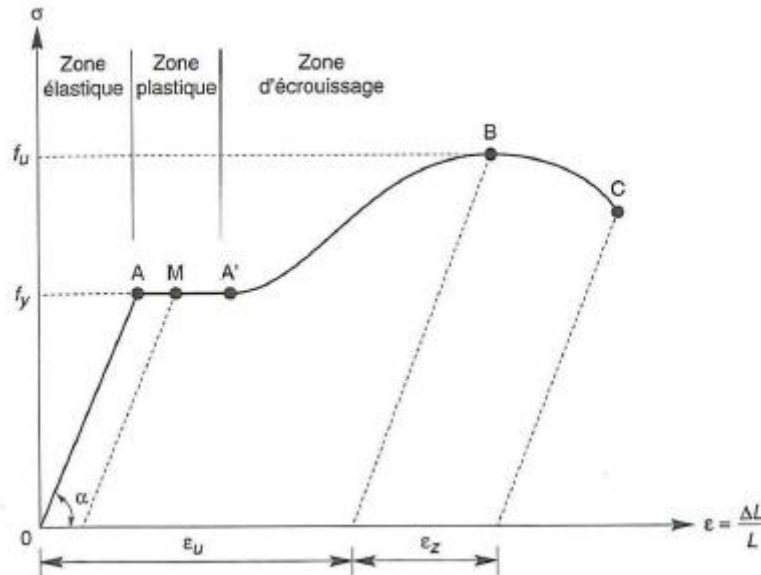


Figure I. 2. Diagramme effort /déformation de l'acier.

✓ **Propriétés mécaniques :**

- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale :  $G = E/2(1 + \nu)$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

**b) Le béton :**

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé 'Béton frais' celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

❖ **Propriétés du béton :**

**Le béton utilisé sera de classe C25 avec :**

- Une résistance à la compression à 28 jours :  $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Le poids spécifique :  $\rho = 25 \text{ KN / m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\epsilon = 4.10^{-6}$

#### I.4. Règlements Utilisés

- **RNVA2013 et Eurocode 1 partie vent** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 2013.
- **CCM97 et Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97 et à l'Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérie RPA2003 version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93 ou B.A.E.L91** : les éléments en béton armé seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.
- **DTU 13.12** également de calcul des fondations superficielles

#### I.5. Les actions agissant sur la structure

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

#### I.6. Les Combinaisons d'actions

##### I.6.1. Situation durable

###### a) Etat Limite Ultime

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q :  $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

Avec :

$G_{\min}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

$G_{\max}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

###### b) Etat Limite de Service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable  $Q$  :  $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

### I.6.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée  $E$
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$  ;
- $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de  $G$  est favorable.

### I.7. Limites des flèches et des déplacements

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit:

**Tableau I. 1.** Valeurs recommandées pour les flèches verticales.

Conditions	$f$ (flèche dans l'état final)
Toitures en général	L/200
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où $f_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

## **Chapitre II : Etude climatique.**

## Chapitre II : Etude climatique

### II.1. Action du vent

#### II.1.1. Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNV 2013. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

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

- De la région
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

Vu que la structure n'est pas symétrique, trois cas possible sont envisageables selon le sens du vent.

#### II.1.2. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul

##### a. Effet de la région

Notre projet est situé à Bejaia qui est classée en zone I selon le RNV 2013 d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est :

$$q_{\text{ref}}=375 \text{ N/m}^2$$

##### b. Coefficient de topographie

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le RNV 2013 partie 2.4.5 :

$$C_t = 1$$

##### c. Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

D'après le tableau 2.4 du RNV 2013, il s'agit de la catégorie III d'où :

- $K_T = 0.190$
- $Z_0 = 0.05\text{m}$
- $Z_{\text{min}} = 5\text{m}$

Sens  $V_1$  et  $V_2$  :

Hauteur des parois verticales  $9.5\text{m} < 10 \text{ m}$ .

Hauteur de la toiture  $10.05\text{m} < 15\text{m}$ .

Sens  $V_3$  :



Hauteur des parois verticales 7.75m < 10 m.

Hauteur de la toiture 8.3m < 10m.

#### d. Coefficient dynamique

Notre structure à 10.90 m de hauteur, selon le **paragraphe 3.2 du chapitre III de RNV 2013**, les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15m leurs coefficient dynamique est égale a :

$$C_d = 1$$

#### e. Coefficient d'exposition

Dans le cas ou  $C_t = 1$ , les valeurs du Coefficient d'exposition sont données sous forme de tableau en fonction de la catégorie de terrain et la hauteur, d'après le **tableau 2.3 du RNV 2013** on trouve :

**Tableau II. 1.** Les valeurs des Coefficient d'exposition des différents niveaux et sens.

Sens	Niveau	$Z_e$ (m)	Catégorie de terrain	$C_e$
$V_1$	Parois verticale	9.50 < 10	III	<b>1.703</b>
	Toiture	10.05 < 15	III	<b>1.975</b>
$V_2$	Parois verticale	9.50 < 10	III	<b>1.709</b>
	Toiture	10.05 < 15	III	<b>1.973</b>
$V_3$	Parois verticale	7.75 < 10	III	<b>1.703</b>
	Toiture	8.30 < 10	III	<b>1.703</b>

### II.1.3. Calcul des différentes pressions

#### II.1.3.1. Sens $V_1$ (pignon)

##### a. Calcul de la pression dynamique de pointe ( $q_p$ )

Selon la **formule (2.1) du RNV 2013** la pression dynamique de pointe se calcule comme suit :

$$q_p = C_e \times q_{ref} \quad [N/m^2]$$

**Tableau II. 2.** Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens  $V_1$

Niveau	$C_e$	$q_{ref}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_p$ [N/m <sup>2</sup> ]
Parois verticale	1.703	375	638.625
Toiture	1.973	375	672.375

##### b. Détermination des coefficients de pression intérieure et extérieure

a. Coefficients de pression extérieure

Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes :

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

➤ Parois verticale

On a :  $b = 23.64\text{m}$ ,  $d = 34\text{m}$ ,  $h = 10.05$  et  $e = \min \{b ; 2h\}$  d'où  $e = 2h = 20.1\text{m}$

On constate que :  $d > e \Rightarrow$  il existe trois zones A, B et C.

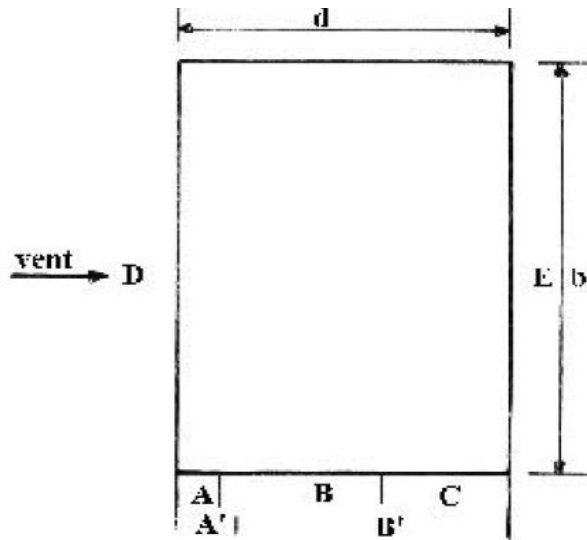


Figure II. 1. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens  $V_1$ .

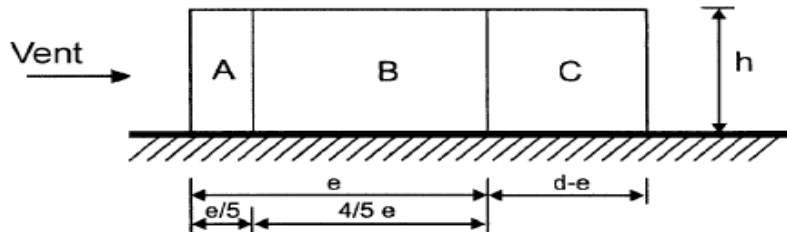


Figure II. 2. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens  $V_1$ .

Tableau II. 3. Valeurs des  $C_{pe}$  de parois verticale selon  $V_1$

zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	38.19	152.76	132.05	224.58	224.58
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

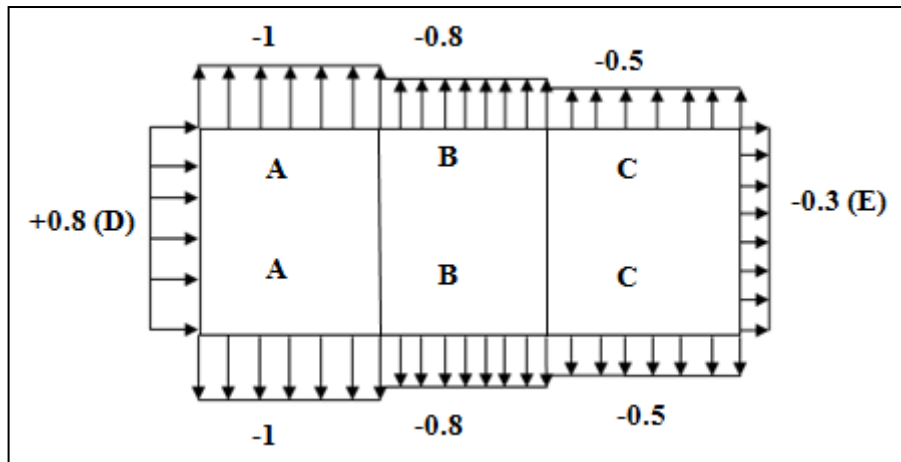


Figure II. 3.  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticale selon  $V_1$ .

➤ Toiture :

Notre structure a une toiture à deux versant dont l'angle =  $2.66^\circ$ , d'après le **paragraphe 5.1.3 du RNV 2013**, les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à  $5^\circ$ , d'où notre toiture est plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

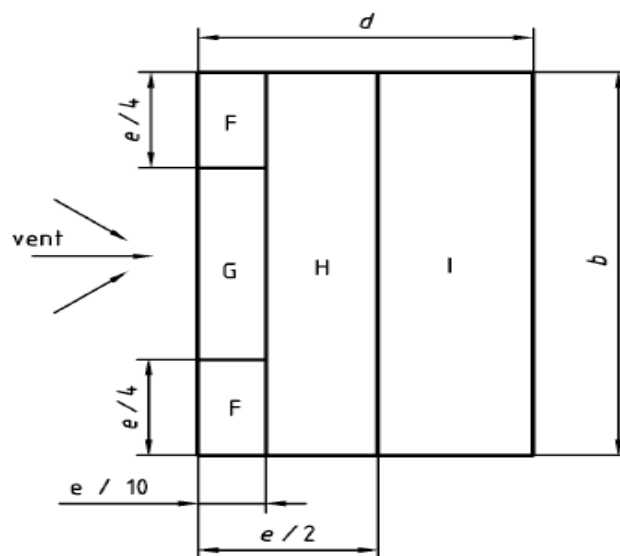


Figure II. 4. Vue en plan des zones de pression de la toiture sens  $V_1$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

d : dimension du coté parallèle au vent.

e : égal a la petite valeurs suivantes : b ou 2h, avec h : la hauteur de référence.

D'où :

$$e = 20.1 \text{ m, } b = 23.64 \text{ m et } d = 34\text{m.}$$

Tableau II. 4. Valeurs des  $C_{pe}$  de la toiture selon  $V_1$ .

Zones	F	G	H	I
Surfaces ( $m^2$ )	10.10	27.31	190.06	566.17
$C_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$

1.8 F	-0.7 H	$\pm 0.2$ I
-1.2 G		
-1.8 F		

**Figure II. 5.**  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de la toiture selon  $V_1$ .

b. Coefficients de pression intérieure

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par :

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

$$\mu_p = 1$$

On a  $h = 10.05\text{m}$ ,  $d = 34\text{ m}$ , et le rapport  $h/d = 0.29$  ce qui nécessite une interpolation :

$$C_{pi} = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} * (x - x_1)$$

$$C_{pi} = -0.31$$

c. Détermination de la pression aérodynamique  $W(z_e)$

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2.6 du RNV 2013** qui est comme suit :

$$W(z_e) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ Parois verticale :

**Tableau II. 5.** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon  $V_1$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_e)$ N/m <sup>2</sup>
A	638.625	-1	-0.31	-440.65
B		-0.8		-312.92
C		-0.5		-121.34
D		0.8		708.87
E		-0.3		6.39

➤ **Toiture****Tableau II. 6.** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon  $V_1$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_e)$ N/m <sup>2</sup>
F	672.375	-1.8	-0.31	-1001.84
G		-1.2		-598.41
H		-0.7		-262.23
I		-0.2		73.96
		+0.2		342.91

**d. Actions d'ensemble**➤ **Calcul des forces**

Selon le **paragraphe 2.6.2 du RNV 2013**, la force exercée par le vent F agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces  $F_{w,e}$ ,  $F_{w,i}$  et  $F_{fr}$  respectivement données par :

✓ Forces extérieures :  $F_{x,e} = C_d * \sum W_e * A_{ref}$

✓ Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$

✓ Forces de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{ref}$

Où :

- $W_e$  : est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur  $z_e$ , donnée par l'expression :

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

- $W_i$  : est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur  $z_e$ , donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$$

✓ **Calcul des forces extérieures**➤ **Parois verticale :****Tableau II. 7.** Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon  $V_1$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
A	1	638.625	-1	38.19	-24.39
B			-0.8	152.76	-78.05
C			-0.5	132.05	-42.27
D			0.8	231.081	118.06
E			-0.3	231.081	-44.27

D'où :

$$F_{w,e} = -70.82 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :**

**Tableau II. 8.** Valeurs des forces extérieures de la toiture selon  $V_1$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
<b>2*F</b>	1	672.375	-1.8	2*10.10	-24.45
<b>G</b>			-1.2	27.31	-22.03
<b>H</b>			-0.7	190.06	-89.45
<b>I</b>			±0.2	566.17	±76.13

○ Cas où  $C_{pe} = -0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,1} = -212.06 \text{ KN}$

○ Cas où  $C_{pe} = +0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,2} = -59.8 \text{ KN}$

Alors :

$$F_{w,e} = \max\{F_{w,e,1} ; F_{w,e,2}\} = -59.8 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces intérieures :**

➤ **Parois verticale :**

**Tableau II. 9.** Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon  $V_1$ .

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
<b>A</b>	638.625	-0.31	38.19	-7.56
<b>B</b>			152.76	-30.24
<b>C</b>			132.05	-26.14
<b>D</b>			231.081	-45.75
<b>E</b>			231.081	-45.75

D'où :

$$F_{w,i} = -155.44 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :****Tableau II. 10.** Valeurs des forces intérieures de la toiture selon  $V_1$ .

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
2*F	672.375	-0.31	2*10.10	-4.21
G			27.31	-5.7
H			190.06	-39.61
I			566.17	-118.01

D'où :

$$F_{w,i} = -207.14 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces de frottements :**

Selon le **paragraphe 2.6.3 du RNV 2013**, Les effets de frottement du vent sur la surfaces peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinés par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (auvent et sous le vent).

- $S_1$  (parallèles au vent) =  $(34 * 9.5) + (34 * 7.75) + (34 * 23.64) = 1390.26 \text{ m}^2$
- $S_2$  (perpendiculaire au vent) =  $23.64 * 9.5 * 2 = 449.16 \text{ m}^2$

$$S_1 = 1390.26 \text{ m}^2 < 4 * S_2 = 1796.64 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, donc les forces de frottement sont négligeables

II.1.3.2. *Sens  $V_2$  (long pan)***a. Calcul de la pression dynamique de pointe ( $q_p$ )**

Selon la **formule (2.1) du RNV 2013** la pression dynamique de pointe se calcule comme suit :

$$q_p = C_e * q_{ref} \quad [\text{N/m}^2]$$

**Tableau II. 11.** Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens  $V_2$ .

Niveau	$C_e$	$q_{ref}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_p$ [N/m <sup>2</sup> ]
Parois verticale	2.983	375	1118.625
Toiture	3.216	375	1206

**b. Détermination des coefficients de pression intérieure et extérieure**

✓ **Coefficients de pression extérieure**

➤ **Parois verticale**

On a  $d = 23.64\text{m}$ ,  $h = 10.05$  et  $e = \min \{ b ; 2h \}$  d'où  $e = 2h = 20.1\text{m}$

On constate que :  $d > e \Rightarrow$  il existe trois zones A, B et C.

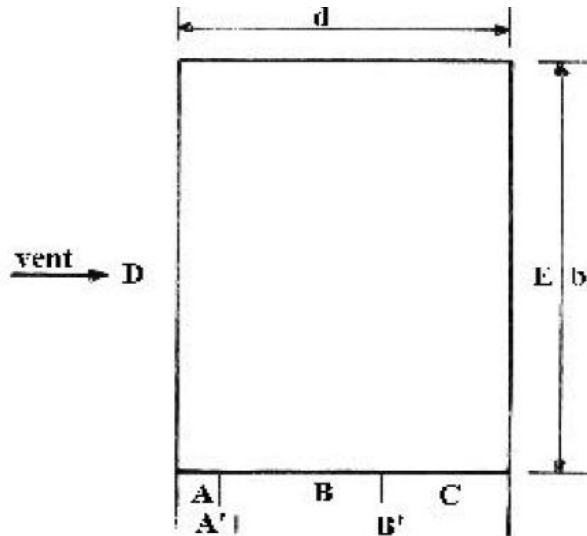


Figure II. 6. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens  $V_2$ .

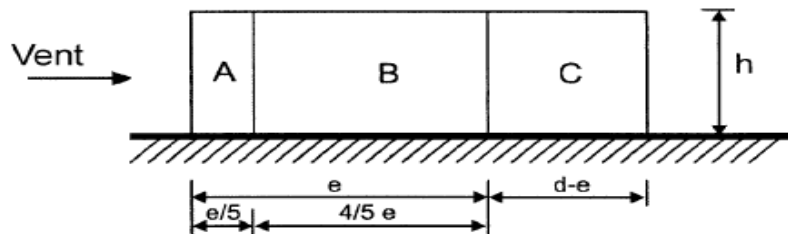


Figure II. 7. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens  $V_2$ .

Tableau II. 12. Valeurs des  $C_{pe}$  de parois verticale selon  $V_2$ .

zones	A	B	C	D	E
Surfaces ( $\text{m}^2$ )	38.19	152.76	186.39	323	263.5
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3



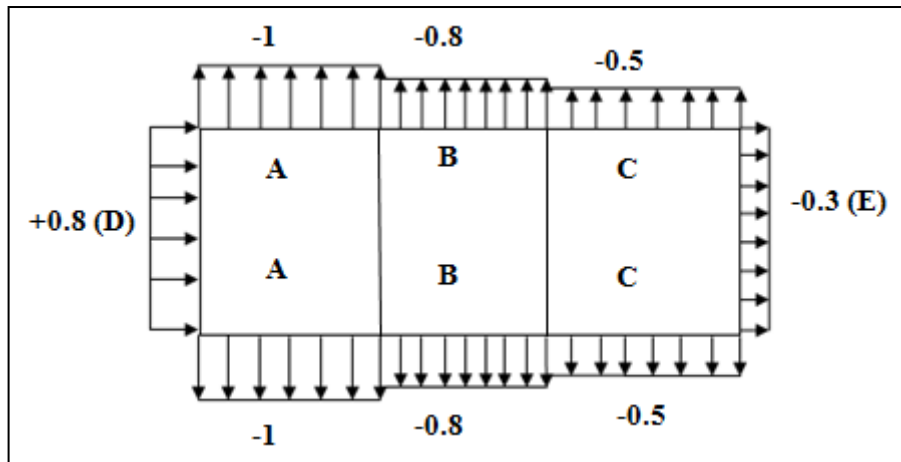


Figure II. 8.  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticale selon  $V_2$ .

➤ **Toiture :**

Tableau II. 13. Valeurs des  $C_{pe}$  de la toiture selon  $V_2$ .

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m <sup>2</sup> )	10.10	48.14	273.36	462.06
$C_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	±0.2

-1.8 F		
-1.2 G	-0.7 H	±0.2 I
-1.8 F		

Figure II. 9.  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de la toiture selon  $V_2$ .

✓ **Coefficients de pression intérieure**

On a :  $h = 10.05\text{m}$ ,  $b = 34\text{m}$ ,  $d = 23.64\text{ m}$ ,  $\mu_p = 0.694$  et le rapport  $(h/d) = 0.42$ , ce qui nécessite une interpolation :

$$C_{pi} = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} * (x - x_1)$$

$$C_{pi} = -0.11$$

### c. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2.6 du RNV 2013** qui est comme suit :

$$W(z_e) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$$

#### ➤ Parois verticale :

**Tableau II. 14.** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon  $V_2$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_e)$ N/m <sup>2</sup>
A	638.625	-1	-0.11	-568.38
B		-0.8		-440.65
C		-0.5		-249.06
D		0.8		581.15
E		-0.3		-121.34

#### ➤ Toiture :

**Tableau II. 15.** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon  $V_2$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_e)$ N/m <sup>2</sup>
F	672.375	-1.8	-0.11	-1136.31
G		-1.2		-732.89
H		-0.7		-396.85
I		-0.2		-60.51
		+0.2		208.44

### d. Actions d'ensemble

#### ➤ Calcul des forces

#### ✓ Calcul des forces extérieures

#### ➤ Parois verticale

**Tableau II. 16.** Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon  $V_2$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
A	1	638.625	-1	38.19	-24.39
B			-0.8	152.76	-78.04
C			-0.5	186.39	-59.51
D			0.8	323	165.02
E			-0.3	263.5	-50.48

D'où :

$$F_{w,e} = -47.4 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :****Tableau II. 17.** Valeurs des forces extérieures de la toiture selon  $V_2$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
<b>2*F</b>	1	672.375	-1.8	2*10.10	-24.45
<b>G</b>			-1.2	48.14	-38.84
<b>H</b>			-0.7	273.36	-128.66
<b>I</b>			±0.2	462.06	±62.135

○ Cas où  $C_{pe} = -0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,1} = -254.08$  KN

○ Cas où  $C_{pe} = +0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,2} = -129.81$  KN

Alors :

$$F_{w,e} = \max\{F_{w,e,1} ; F_{w,e,2}\} = -254.08 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces intérieures**➤ **Parois verticale :****Tableau II. 18.** Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon  $V_2$ .

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
<b>A</b>	638.625	-0.11	38.19	-2.68
<b>B</b>			152.76	-10.73
<b>C</b>			186.39	-13.09
<b>D</b>			323	-22.69
<b>E</b>			263.5	-18.51

D'où :

$$F_{w,i} = -67.7 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :****Tableau II. 19.** Valeurs des forces intérieures de la toiture selon  $V_2$ .

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
<b>2*F</b>	672.375	-0.11	2*10.10	-1.49
<b>G</b>			48.14	-3.56
<b>H</b>			273.36	-20.21
<b>I</b>			462.06	-34.17

D'où :

$$F_{w,i} = -59.43 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces de frottements :**

Selon le **paragraphe 2.6.3 du RNV 2013**, Les effets de frottement du vent sur la surfaces peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent(ou faiblement inclinés par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (auvent et sous le vent).

- $S_1$  (parallèles au vent) =  $(23.64 * 9.5 * 2) + (34 * 23.64) = 1252.92 \text{ m}^2$
- $S_2$  (perpendiculaire au vent) =  $(34 * 9.5) + (34 * 7.75) = 586.5 \text{ m}^2$

$$S_1 = 1252.92 \text{ m}^2 < 4 * S_2 = 2346 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, donc les forces de frottement sont négligeables.

II.1.3.3. *Sens  $V_3$  (long pan)*

**a. Calcul de la pression dynamique de pointe ( $q_p$ ):**

Selon la **formule (2.1) du RNV 2013** la pression dynamique de pointe se calcule comme suit :

$$q_p = C_e * q_{ref} \quad [\text{N/m}^2]$$

**Tableau II. 20.** Valeurs de la pression dynamique de pointe du sens  $V_3$ .

Niveau	$C_e$	$q_{ref} [\text{N/m}^2]$	$q_p [\text{N/m}^2]$
Parois verticale	1.703	375	638.625
Toiture	1.703	375	638.625

**b. Détermination des coefficients de pression intérieure et extérieure**

✓ **Coefficients de pression extérieure**

➤ **Parois verticale**

On a  $d = 23.64\text{m}$ ,  $D = 34\text{m}$ ,  $h = 10.05$  et  $e = \min \{d ; 2h\}$  d'où  $e = 2h = 20.1\text{m}$

On constate que :  $d > e \Rightarrow$  il existe trois zones A, B et C.

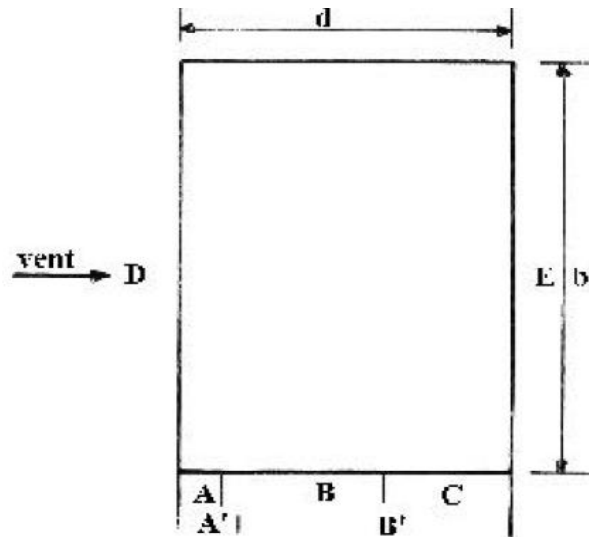


Figure II. 10. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens  $V_3$ .

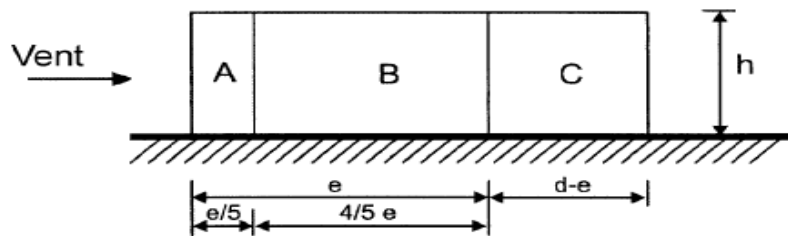


Figure II. 11. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens  $V_3$ .

Tableau II. 21. Valeurs des  $C_{pe}$  de parois verticale selon  $V_3$ .

zones	A	B	C	D	E
Surfaces ( $m^2$ )	31.155	124.62	27.435	263.5	323
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

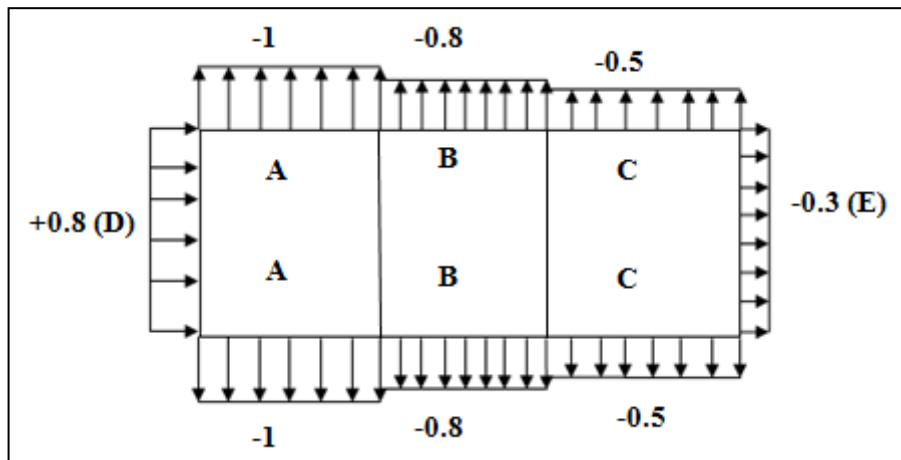


Figure II. 12.  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticale selon  $V_3$ .

➤ **Toiture :****Tableau II. 22.** Valeurs des  $C_{pe}$  de la toiture selon  $V_3$ .

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m <sup>2</sup> )	10.10	48.14	273.36	462.06
$C_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7	$\pm 0.2$

-1.8 F	-0.7 H	$\pm 0.2$ I
-1.2 G		
-1.8 F		

**Figure II. 13.**  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de la toiture selon  $V_3$ .✓ **Coefficients de pression intérieure :**

On a :  $h = 8.3$  m,  $d = 23.64$  m,  $\mu_p = 0.305$  et le rapport  $(h/d) = 0.42$ , ce qui nécessite une interpolation :

$$C_{pi} = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} * (x - x_1)$$

$$C_{pi} = 0.35$$

**c. Détermination de la pression aérodynamique  $W(ze)$** 

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2.6 du RNV 2013** qui est comme suit :

$$W(ze) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ **Parois verticale :****Tableau II. 23.** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon  $V_3$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(ze)$ N/m <sup>2</sup>
A	638.625	-1	0.35	-862.14
B		-0.8		-734.41
C		-0.5		-542.83
D		0.8		287.38
E		-0.3		-415.1

➤ **Toiture :****Tableau II. 24.** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon  $V_3$ .

Zone	$q_p$ N/m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(ze)$ N/m <sup>2</sup>
F	672.375	-1.8	0.35	-1445.61
G		-1.2		-1046.83
H		-0.7		-705.99
I		-0.2		-369.81
		+0.2		100.86

**d. Actions d'ensemble**➤ **Calcul des forces**✓ **Calcul des forces extérieures**➤ **Parois verticale****Tableau II. 25.** Valeurs des forces extérieures des parois verticales selon  $V_3$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
A	1	638.625	-1	31.155	-19.89
B			-0.8	124.62	-63.66
C			-0.5	27.435	-8.76
D			0.8	263.5	134.62
E			-0.3	323	-61.88

D'où :

$$F_{w,e} = -19.57 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :****Tableau II. 26.** Valeurs des forces extérieures de la toiture selon  $V_3$ .

Zone	$C_d$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p * C_{pe} * A_{ref}$ (KN)
2*F	1	638.625	-1.8	2*10.10	-23.22
G			-1.2	48.14	-36.89
H			-0.7	273.36	-122.2
I			±0.2	462.06	±59.01

- Cas où  $C_{pe} = -0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,1} = -241.32 \text{ KN}$
- Cas où  $C_{pe} = +0.2$  (zone I) :  $F_{w,e,2} = -123.3 \text{ KN}$

Alors :

$$F_{w,e} = \max\{F_{w,e,1} ; F_{w,e,2}\} = -241.32 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces intérieures**

➤ **Parois verticale**

**Tableau II. 27.** Valeurs des forces intérieures des parois verticales selon  $V_3$ .

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$q_p * C_{pi} * A_{ref}$ (KN)
A	638.625	0.35	31.155	7.05
B			124.62	27.85
C			24.435	5.46
D			263.5	58.89
E			323	72.19

D'où :

$$F_{w,i} = 164.39 \text{ KN}$$

➤ **Toiture :**

**Tableau II. 28.** Valeurs des forces intérieures de la toiture selon  $V_3$

Zone	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$A_{ref}$ (m <sup>2</sup> )	$q_p * C_{pi} * A_{ref}$ (KN)
2*F	1118.625	0.35	2*10.10	4.51
G			48.14	10.76
H			273.36	61.10
I			462.06	103.27

D'où :

$$F_{w,i} = 179.64 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des forces de frottements :**

- $S_1$  (parallèles au vent) =  $(23.64 * 9.5 * 2) + (34 * 23.64) = 1252.92 \text{ m}^2$
- $S_2$  (perpendiculaire au vent) =  $(34 * 9.5) + (34 * 7.75) = 586.5 \text{ m}^2$

$$S_1 = 1252.92 \text{ m}^2 < 4 * S_2 = 2346 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, donc les forces de frottement sont négligeables.



## II.2. Etudes à la neige

### II.2.1. Charges de neige

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, selon le RNV 2013 cette dernière s'obtient par formule suivante :

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

Où :

- $S_k$  (en  $\text{KN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

### II.2.2. Détermination de la charge neige sur le sol ( $S_k$ )

Selon le **RNV 2013** la charge de la neige sur le sol  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$ (en mètres) et de la zone graphique.

**Tableau II. 29.** Charge de la neige sur le sol en fonction de l'altitude.

Zone	A	B	C	D
$S_k$	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 * H}{100}$	Pas de charge de neige.

D'après l'**annexe I de RNV 2013** Bejaia est classée en zone **A**, et l'altitude de notre site est de 20 m.

D'où :

$$S_k = \frac{(0.07*20+15)}{100} = 0.164 \text{ KN/m}^2$$

#### II.2.2.1. Calcul du coefficient de forme ( $\mu$ )

D'après la **Figure 6 et tableau 2 du RNV 2013**, Les coefficients de forme des toitures à deux versants sans obstacles de retenue sont donnés comme suit :

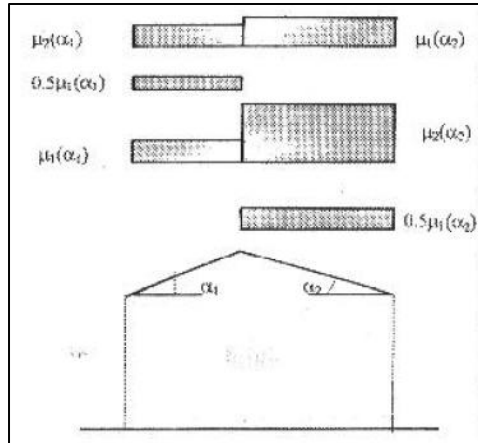


Figure II. 14. Coefficient de forme - Toiture à deux versants.

Tableau II. 30. Coefficient de forme - Toiture à deux versants.

( $\alpha$ ) Angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30 < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient $\mu_1$	0.8	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0
Coefficient $\mu_2$	0.8	$0.8 + 0.6 \left( \frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left( \frac{\alpha - 15}{30} \right)$	0

On a:  $0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 2.66^\circ < 30^\circ$ , d'après le tableau ci-dessus, les coefficients de forme de la toiture:

$$\mu_1(\alpha_1) = \mu_2(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = \mu_2(\alpha_2) = 0.8$$

Pour le cas I:

$$\mu_1(\alpha_2) = 0.8$$

$$\mu_2(\alpha_1) = 0.8$$

Pour le cas II:

$$0.5 * \mu_1(\alpha_1) = 0.5 * 0.8 = 0.4$$

Pour le cas III:

$$\mu_1(\alpha_1) = 0.8$$

$$\mu_2(\alpha_2) = 0.8$$

Pour le cas IV:

$$0.5 * \mu_1(\alpha_2) = 0.5 * 0.8 = 0.4$$

On voit bien que le cas le plus défavorable est cas I et III, la charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est calculée comme suit:

$$S = 0.8 * 0.164 = 0.128 \text{ KN/m}^2$$

## **Chapitre III:Pré-dimensionnement des éléments**

## Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.

### III.1. Calcul des pannes

#### III.1.1. Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé a chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée a froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées > 6 m

On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

#### III.1.2. Principe de calcul

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

#### III.1.3. Données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes  $e=1,44\text{m}$  (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=2.66^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S235.

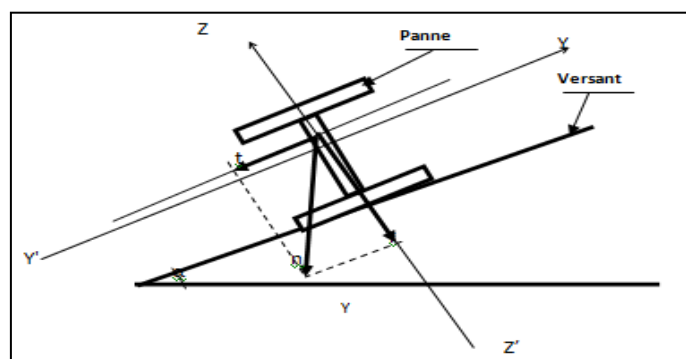


Figure III. 1. Disposition de la panne.

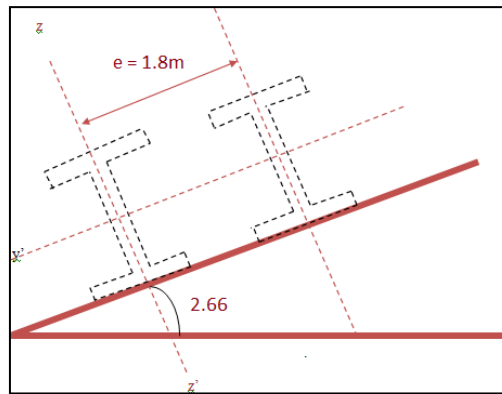


Figure III. 2. Etre axe des pannes.

### III.1.4. Evaluation des charges et surcharges

#### III.1.4.1. Charges permanentes (G)

Poids propre du panneau sandwich..... 10.78Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attaches .....4Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des pannes estimées (IPE160).....15.8Kg/m

$$G_P = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_P = [(10.78 + 4) \times 1.44] + 15.8 = 37.1\text{Kg /ml} = 0.371 \text{ KN/ml}$$

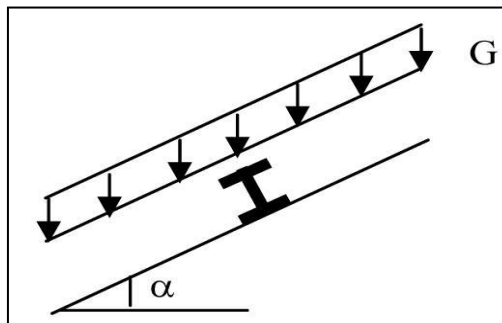


Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

#### III.1.4.2. Surcharges d'entretien (P)

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

Pour l = 6m :

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{Pl^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44\text{Kg / ml}$$

$$M_{\max} = \frac{p'l}{3} = \frac{pl^2}{8} \Rightarrow P = 8 \times \frac{P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 53.33 \text{ KN/ml}$$

D'où:

$$P_{\max} = 0,533 \text{KN/ml}$$

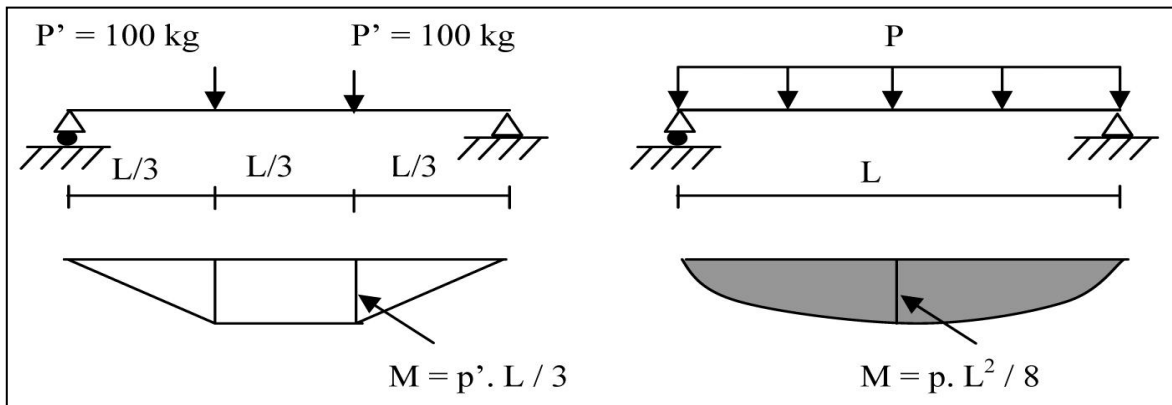


Figure III. 4. Schéma statique des surcharges d'entretien P et P' sur les pannes

III.1.4.3. Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant et dont  $C_{Pi} = -1.8$  chargée en zone F :

$$W = -1.445 \text{ KN/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

$$\text{D'où: } W = -1.445 \times e = -1.445 \times 1.44 = -2.08 \text{ KN/ml (par projection horizontale)}$$

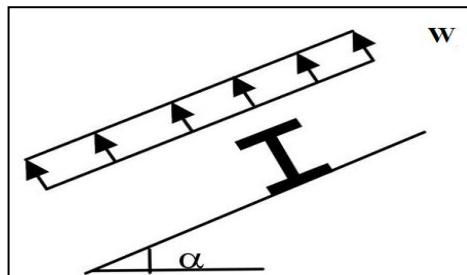


Figure III. 5. Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

III.1.4.3. Surcharge de la neige (S)

$$\text{Charge de la neige : } S = 0.128 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S = 0.128 \times e = 0.128 \times 1.44 = 0.184 \text{ KN/ml}$$

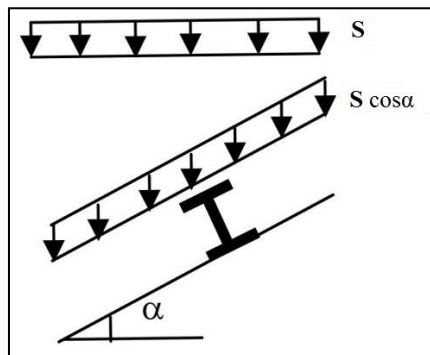


Figure III. 6. Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

#### III.1.4.4. Les charges et surcharges appliquées

La pente du versant est très faible ( $\alpha=2.66^\circ < 5^\circ$ ) et assimilée à une pente nulle (toiture plate). Les charges et surcharges sont appliquées suivant l'axe vertical Z-Z.

$$G = 0.371 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.533 \text{ KN/ml}$$

$$W = -2.08 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.184 \text{ KN/ml}$$

#### III.1.5. Combinaisons d'actions

##### III.1.5.1. Combinaison à l'Etat Limite Ultime

➤ **AXE Z-Z :**

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.371 - 1.5 \times 2.08 = -2.75 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.371) + (1.5 \times 0.184) = 0.78 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 Q_Z = (1.35 \times 0.371) + (1.5 \times 0.533) = 1.30 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz4} = 1.35(G_{Z,max} + S_Z + W) = 1.35((0.371 + 0.184) - (\times 2.08)) = -2.06 \text{ KN/ml}$$

La charge maximale à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est:

$$q_{Uz1} = 1.25 \times 2.75 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

##### III.1.5.2. Combinaisons à l'Etat Limite de Service

➤ **AXE Z-Z :**

$$p_{SZ1} = G_{min} + W = 0.371 - 2.08 = -1.71 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ2} = G_{Z,max} + S_Z = 0.371 + 0.184 = 0.56 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ3} = G_{Z,max} + Q_Z = 0.371 + 0.533 = 0.90 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ4} = G_{Z,max} + S_Z + W = (0.371 + 0.184) - 2.08 = -1.53 \text{ KN/ml}$$

La charge maximale à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est:

$$q_{SZ} = 1.25 \times 1.71 = 2.14 \text{ KN/ml}$$

#### III.1.6. Pré dimensionnement des pannes

La pente du versant est très faible est considérée comme une pente nulle (toiture plate).le calcul sera donc conduit en flexion simple sous  $M_y$  (avec  $M_z = 0$ ).



Les liernes sont inutiles et les pannes seront calculées en travée indépendante.

Les pannes sont isostatiques et sans liernes (**Eurocode 3. partie pannes**)

### III.1.6.1. Calcul à l'E.L.U

Le moment max a mi-travée d'une panne :

$$M = q_{uz} \times l^2 / 8 = 3.44 \times 6^2 / 8 = 15.48 \text{ KN.m}$$

Il s'agit d'une section de classe 1, le calcul en plasticité est admis.

$$W_{ply} = (M * \gamma_{mo}) / f_y = (15.48 * 10^3) / 235 = 65.87 \text{ cm}^3$$

⇒ Ce qui correspond a un **IPE 140** avec  $W_{ply} = 88.34 \text{ cm}^3$

### III.1.6.2. Vérification de la flèche à l'E.L.S

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.14 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 573.21 \text{ cm}^4$$

⇒ Ce qui correspond à un **IPE 160** avec  $I_y = 859.3 \text{ cm}^4$

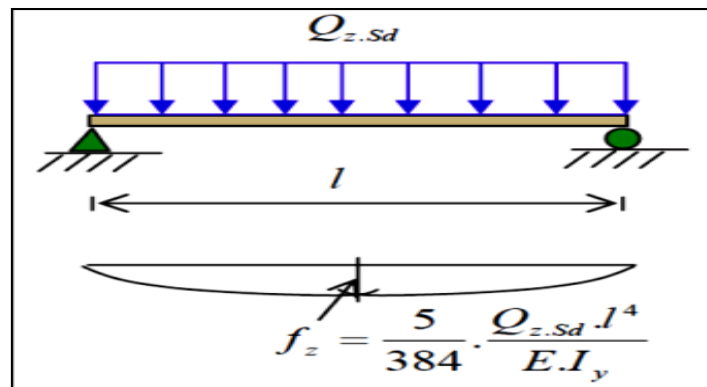


Figure III. 7. Panne continue sans liernes.

### III.1.7. Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

On ajoute le poids propre de l'IPE 160 on aura :

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) \times (e)] + P_{panne}$$

$$G_p = [(10.78 + 4) \times 1.44] + 15.8 = 37.1 \text{ Kg /ml} = 0.371 \text{ KN/ml}$$

$$G = 0.371 \text{ KN/m.}$$

$$P_{sz} = G_{z,max} + w = 0.371 - 2.08 = -1.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Sz} = 1.25 \times 1.71 = 2.14 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2.14 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 572.44 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{L' IPE160 est toujours vérifié à l'ELS.}$$

### III.1.7.1. Détermination des sollicitations

#### a. Sollicitations dues à la flexion

➤ Sous le vent (W) :

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-2.75 \times 6^2}{8} = -12.36 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.13 \times 6^2}{8} = 5.06 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge de neige (S) :

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{0.7 \times 6^2}{8} = 3.15 \text{ KN.m}$$

#### b. Sollicitations dûes au cisaillement

➤ Sous le vent :

$$V_{Wz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2.75 \times 6}{2} = 8.25 \text{ KN}$$

➤ Sous la charge de neige :

$$V_{Sz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0.7 \times 6}{2} = 2.10 \text{ KN}$$

➤ Sous la charge d'exploitations :

$$V_{Qz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.13 \times 6}{2} = 3.39 \text{ KN}$$

➤ Poids propre :

$$V_{Gz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0.371 \times 6}{2} = 1.11 \text{ KN}$$

▪ 1ère combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 1.11 - 1.5 \times 8.25 = -11.27 \text{ KN}$$

▪ 2ième combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.11 + 1.5 \times 3.39 = 6.75 \text{ KN}$$

▪ 3ième combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.362 + 1.5 \times 2.1 = 4.65 \text{ KN}$$

### III.1.8. Vérification de la résistance des pannes (ELU)

#### III.1.8.1. Classe de la section

- Classe de la semelle : (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

⇒ semelle de classe 1

- Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon$$

⇒ âme de classe 1

Donc la section est de **classe 01**.

#### III.1.8.2. Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V_z < V_{plz}$

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$  **EC3 Art 5.4.6**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{9.7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 131.61 \text{ KN}$$

Avec :

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

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

- **Sous le vent :**

$$V_{z.sd} = 11.27 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$V_{z.sd} = 6.75 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Sous la neige :**

$$V_{z.sd} = 4.65 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

On voit bien que :  $V_{z.sd} < V_{plz}$ .

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

## III.2. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

### III.2.1. Modes de fonctionnement

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent ) .par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omis .

### III.2.2. Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e = 1.5$  m (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.

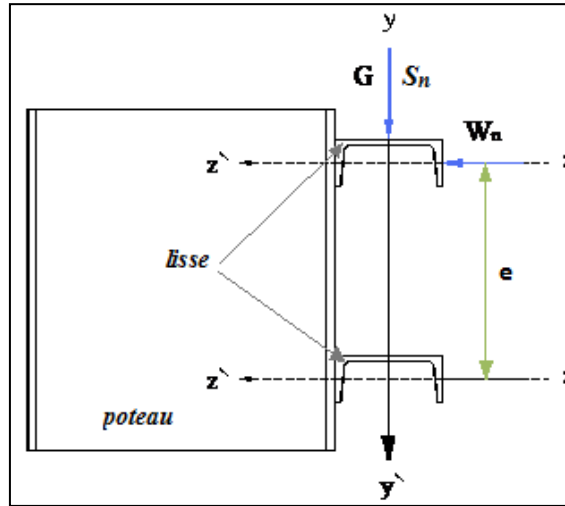


Figure III. 8. Disposition des lisses de bardage.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes (G) :**(perpendiculaire à l'âme)  
 Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.  
 Charges accrochées éventuelles.

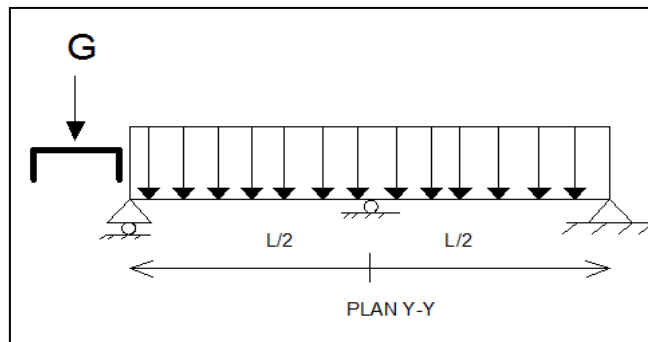


Figure III. 9. Schéma statique de la lisse selon le plan y-y.

- **Action due au vent :** (dans le plan de l'âme)

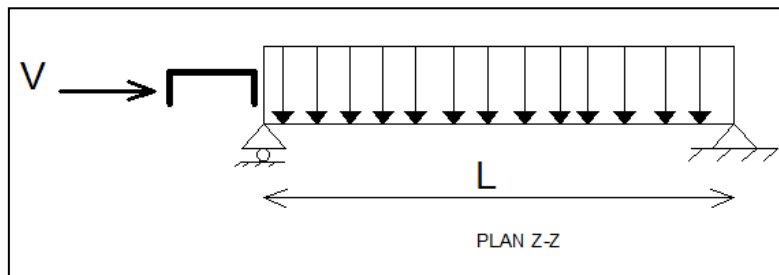


Figure III. 10. Schéma statique de la lisse selon le plan z-z.

III.2.3.1. Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)

Poids propre du panneau sandwich..... 10.8Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attaches .....4Kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre de la lisse estimé (UAP130).....13.74Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(10.78 + 4) \times 1.5] + 13.74 = 35.8 \text{ Kg /ml}$$

$$G_P = 0.358 \text{ KN /ml}$$

### III.2.3.2. Surcharge climatique due au vent (V) (dans le plan de l'âme)

La pression due au vent est :  $w = -0.862 \text{ KN/m}^2$

D'où:

$$W = 0.862 \times e = 0.862 \times 1.5 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

✓ Charges appliquées à l'ELU :

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 1.293) = 2.42 \text{ KN/ml}$$

✓ Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

### III.2.4. Pré dimensionnement des lisses

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec : } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.62 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 433.93 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP, on adopte un **UAP 130**.

Ses caractéristiques sont :

-I <sub>y</sub> = 459.56 cm <sup>4</sup>	-h = 130 mm	-d = 109 mm	-W <sub>ely</sub> = 106.14 cm <sup>3</sup>
-I <sub>z</sub> = 51.34 cm <sup>4</sup>	-b = 65 mm	-r = 10.3 mm	-W <sub>elz</sub> = 20.97 cm <sup>3</sup>
-A = 22.84 cm <sup>2</sup>	-t <sub>w</sub> = 7.5 mm	-A <sub>vz</sub> = 11.28 cm <sup>2</sup>	-W <sub>ply</sub> = 83.51 cm <sup>3</sup>
-G = 21.24 kg/m	-t <sub>f</sub> = 10.3mm	-A <sub>vy</sub> = 13.33cm <sup>2</sup>	-W <sub>plz</sub> = 25.64 cm <sup>3</sup>

#### III.2.4.1. Vérification à l'état limite ultime

✓ Condition de résistance

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{2.42 \times 6^2}{8} = 10.89 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.358)] = 0.604 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.604 \times 6^2}{8} = 2.72 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UAP 130 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.51 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 19.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.64 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.03 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UAP 130 de classe 01, en optant pour  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

Alors :  $\left[\frac{10.89}{19.62}\right]^2 + \left[\frac{2.72}{6.03}\right]^1 = 0.758 < 1$  Vérifiée  $\Rightarrow$  la section **UAP130** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

#### III.2.4.2. Vérification au cisaillement

La vérification vis-à-vis du cisaillement se fait comme suit :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{2.42 \times 6}{2} = 7.26 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.52 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 115.60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_z = 7.26 \text{ KN} < V_{plz} = 115.60 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

L'effort tranchant est vérifié

#### III.2.4.3. Vérification au déversement

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

Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement ( $\bar{\lambda}_{LT}$ ):

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(c)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{I_z}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{51.34}{17.10}}{(1.132)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{51.34}{\frac{17.1}{13}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 3.20$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_I} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

$$\lambda_I = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{3.2}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.034 < 0.4$$

Dans ce cas la vérification au déversement est inutile.

### III.2.5. Vérification de la flèche

#### III.2.5.1. Vérification de la flèche selon Z-Z

$$f_z = \frac{5 \times 1.62 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 459.60} = 2.83 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

#### III.2.5.2. Vérification de la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_y = \frac{5 \times q_v \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.604 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 51.34} = 0.00002 < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UAP 130**.

### III.3. Calcul des potelets

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en **I** ou en **H**, les dimensions de leurs sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en tôle nervurée) et de leurs propres hauteurs. Leurs sections d'extrémités sont non seulement articulées mais, grâce à un dispositif



d'appui glissant, ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture (notamment ceux dus à la neige).

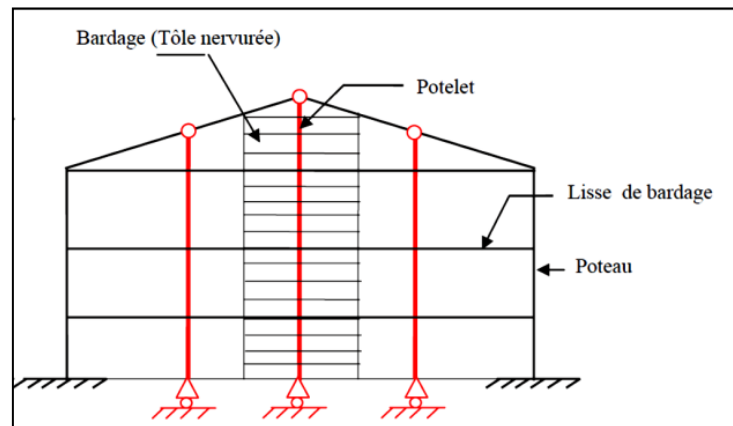


Figure III. 11. Disposition des potelets.

### III.3.1. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé

#### III.3.1.1. Charges permanentes G :(verticale concentrée)

- Bardage (panneau sandwich)..... 10.78kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (UAP 130).....13.74kg/ml
- Poids propre d’accessoires d’attache..... 4kg/m<sup>2</sup>
- Le nombre de lisse supporté par le potelet N = 6 lisses
- L’entraxe des potelets e=5.91m (cas le plus défavorable).
- G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propres du bardage

#### III.3.1.2. Surcharge climatique W

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est W..... -70.8 daN/m<sup>2</sup>

### III.3.2. Le pré dimensionnement du potelet

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

$$q_{ws} = W \times e$$

$$q_{ws} = 70.8 \times 5.91 = 542.24 \text{ daN/m}$$

$$q_{ws} = 4.18 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec : } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{h}{200} = \frac{1005}{200} = 5.025 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4.18 \times 10^{-2} \times 1005^4}{384 \times 21000 \times 5.025} = 5267.06 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **HEA 220**.

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 5409.7 \text{ cm}^4$	$-h = 210 \text{ mm}$	$-d = 177 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 515.2 \text{ cm}^3$
$-I_z = 1955 \text{ cm}^4$	$-b = 220 \text{ mm}$	$-r = 18 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 177.7 \text{ cm}^3$
$-A = 118.4 \text{ cm}^2$	$-t_w = 7 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 50.15 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 568.46 \text{ cm}^3$
$-G = 50.5 \text{ kg/m}$	$-t_f = 11 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 23.52 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 270.6 \text{ cm}^3$

$G =$  poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propres du bardage

$$G = (50.5 \times 10.05) + (13.74 \times 6 \times 5.91) + (10.78 \times 10.05 \times 5.91) = 16.35 \text{ KN.}$$

### III.3.2.1. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous $N$ et $M$ à l'ELU

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \text{ avec : } \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

- Vérifions d'abord cette condition
- Classe de la section (détermination de  $\beta_A$ )

Rappelons que la classe de la section obéit à la règle suivante :

Classe en flexion seule  $\leq$  classe en flexion compression  $\leq$  classe en compression seule

Or d'après le tableau, l'**HEA 220** est de classe 01 en flexion seule. Il est aussi de classe 01 en compression seule.

Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{max}$  :

Donc  $01 \leq$  classe en flexion compression  $\leq 01 \Rightarrow$  l'HEA 220 de classe 01 en flexion compression  $\Rightarrow \beta_A = 1$

Longueurs de flambement :

- Autour de l'axe fort  $y'y$  (dans le plans de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement  $l_{ky} =$  hauteur totale du poteau = 10.05 m
- Autour de l'axe faible  $z'z$  (dans le plan perpendiculaire à l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. il ne pourra flamber que le long du tronçon séparé par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement  $l_{kz} =$  espacement entre les lisses de bardage = 1.50 m

Pour l'HEA 240, les rayons de giration sont :

$$i_y = 9.17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad i_z = 5.51 \text{ cm}$$

Donc les élanements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1005}{9.17} = 109.59 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{5.51} = 27.22$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

Les élancements réduits sont :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{109.59}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.16$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{27.22}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.28$$

Donc  $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1.16 > 0.2$  Donc la vérification au flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_y + M_{y, sd}}{W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

❖ Calcul de  $N_{SD}$  et  $M_{sdy}$  à l'ELU :

$$N = 1.35 \times [(50.5 \times 10.05) + 1.25 \times (13.74 \times 6 \times 5.91) + 1.25 \times (10.78 \times 10.05 \times 5.91)] = 25.87 \text{ KN.}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \frac{4.18 \times 10.05^2}{8} = 79.16 \text{ KN.m}$$

Calculons maintenant le coefficient de réduction  $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

- Choix des courbes de flambement :
- pour l'HEB 220 on :

$$h/b = 0.95 < 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

on aura :

$$\text{Flambement / } y'y : \text{ courbe (b)} : \bar{\lambda}_y = 1.16 \Rightarrow \chi_y = 0.556$$

$$\text{Flambement / } z'z : \text{ courbe (c)} : \bar{\lambda}_z = 0.28 \Rightarrow \chi_z = 0.959$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.556$$

Calculons le facteur d'amplification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau de calcul du facteur de moment équivalent  $\beta_{My} = \beta_{Mz} = 1.3$  (charges de vent uniformément réparties)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply}}{W_{ely}} - 1 \quad \text{mais} \quad \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.95 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{568.5}{515.2} - 1 = -1.22 < 0.9$$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{(-1.22) \times 25.87}{0.556 \times 64.3 \times 23.5} = 1.03 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} \cdot \alpha_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{\gamma_{m1} \cdot W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

$$\frac{25.87}{\frac{0.556 \times 64.3 \times 23.5}{1.1}} + \frac{1.03 \times 79.16 \times 10^2}{\frac{568.5 \times 23.5}{1.1}} = 0.705 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée.

### III.3.2.2. Vérification de la stabilité au déversement sous $N_{csd}$ et de $M_{sdy}$ à l'ELU

Calculons l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  du potelet vis à vis du déversement telle que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$M_{rdy}$ : moment résistant au déversement.

$\alpha_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$\beta_w = 1$ , pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely}/W_{ply}$ , pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy}/W_{ply}$ , pour les sections de classe (4).

On a :

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 01

$\alpha_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$\bar{\lambda}_{LT}$  : est l'élanement réduit vis- vis du déversement.

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

Si  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  alors la vérification au déversement est inutile.

Dans le cas contraire ou  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$ , la vérification se fera comme suit :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités,

on a :

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ( $K=1$ ).

$C_1= 1.132 \quad C_2= 0.459 \quad C_3= 0.525$

Pour  $K$  et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec  $=1$

$I_t$  : moment d'inertie de torsion  $=28.46\text{cm}^4$

$I_w$  : moment d'inertie gauchissement =  $193.3 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$

$I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $1955 \text{ cm}^4$

$L$  : la hauteur totale du potelet =  $10.05 \text{ m}$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$z_g$  : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion s de la section ( $z_g$  est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

$z_a$  : Coordonnée du point d'application de la charge

$z_s$  : Coordonnée du centre de cisaillement = 0

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{21.0}{2} = -10.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = -10.5 \text{ cm}$$

On rappelle que  $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$  ;

$G$  : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$  : coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$  : module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 21000 \times 1955}{(1 \times 1005)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{193300}{1955} + \frac{1005^2 \times 0.4 \times 28.46}{3.14^2 \times 1955} + (0.459 \times (-10.5))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-10.5)) \right\}$$

$$M_{cr} = 143.48 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 568.5 \times 23.5}{14348}} = 0.96$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de divergence.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \square_{LT}$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.96 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.693$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{4.18 \times 10.05^2}{8} = 79.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.693 \times 1 \times \frac{568.5 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 84.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 79.16 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 84.16 \text{ KN.m}$$

On voit que l'HEA 220 est vérifiée au déversement donc on adopte un HEA220 comme potelet.

## **Chapitre IV : Etude des contreventements.**

## Chapitre IV : Etude des contreventements

### IV.1. Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

### IV.2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

### IV.3. Contreventements de toiture (POUTRE AU VENT)

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

#### IV.3.1 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.

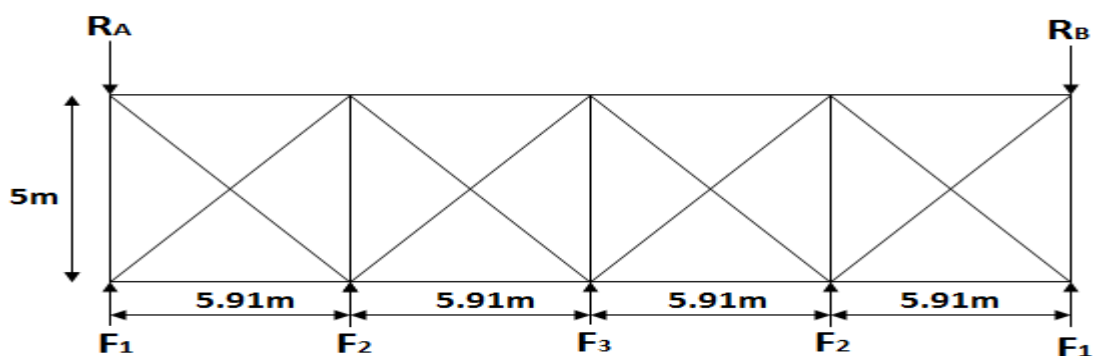


- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

**Remarque :**

- ✓ Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
- ✓ Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

IV.3.1.1. *Evaluation des efforts dans la poutre au vent*



**Figure IV. 1.** *Schéma statique de la poutre au vent en pignon.*

$$F_i = (V^{\max} \times S_i)$$

$S_i$  : Surface afférente de chaque force.

D'après l'étude au vent, la valeur de  $V^{\max}$  est donnée comme suit :

$$V^{\max} = V = 0.862 \text{ KN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

*a. Evaluation des efforts horizontaux*

**Tableau IV. 1.** *Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets*

	Coeff de sécurité	$S_i(m^2)$	$V_{max}(KN/m^2)$	$F_i(kn)$
F1	1.5	14.25	0.862	21.375
F2	1.25	29.25		36.56
F3	1.25	30.10		37.625

*b. Evaluation des efforts dans les barres*

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode d'isolation des nœuds.
- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

*c. Effort de traction dans les diagonales*

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A = R_B = (F_1 + F_2) + F_3/2$$

$$R_A = R_B = 21.375 + 36.56 + \frac{37.625}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 76.74 \text{ KN}$$

### IV.3.2. Section de la diagonale

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max  $F_d$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha}$$

$$\bullet \tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{5}{5.91} \right) \Rightarrow \alpha = 40.23^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_A - F_1}{\sin \alpha} = \frac{76.74 - 21.375}{\sin 40.23}$$

$$F_d = 85.72 \text{ KN}$$

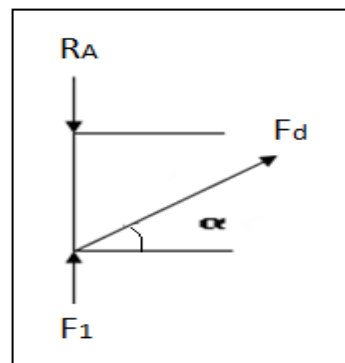


Figure IV. 2. Méthode des coupures.

### IV.3.3. Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{85.72 \times 1}{23.5} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L45x45x5** ( $A = 4.30 \text{ cm}^2$ ).

### IV.3.4. Vérification à la résistance ultime de la section

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L40x40x5** ( $A = 4.3\text{cm}^2$ ), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

Section nette :  $A_{nette} = 4.3 - 0.5 \times 1.3 = 3.65\text{cm}^2$

$$N_u = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 3.14 \times 36}{1.25} \Rightarrow N_u = 94.60\text{KN}$$

$$N_{sd} = 85.72\text{KN} < N_u = 94.60\text{KN}$$

Une cornière isolée de **L45x45x5** ( $A = 4.30\text{cm}^2$ ), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

### IV.3.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

#### IV.3.5.1. Vérification de la section à la résistance

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right]^\alpha \leq 1$$

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### a. Vérification de la panne intermédiaire

##### ➤ Flexion déviée (calcul des pannes) :

$G = 0.37\text{KN/m}$  (voir chapitre III calcul des pannes)

$S = 0.184\text{KN/m}$

##### ➤ Compression :

$$V = F_2 + F_3/2 = 36.56 + 37.625/2 = 55.37 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_{sd} = 1.35G + 1.35S$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

Donc :

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.37 + 1.5 \times 0.184 = 0.775 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{0.775 \times 5^2}{8} = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 55.37 = 74.74 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1} = 472.35 \text{ KN}$$

**b. Incidence de l'effort normal :**

Si :

$N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,rd}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$  → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 472.35 = 118.08 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 7.96 \times \frac{23.5}{1} = 93.53 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 74.74 \text{ KN} < \min(118.08; 93.53) \text{ KN} = 93.53 \text{ KN}$  → L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha \leq 1$$

Ou :  $\alpha = 2$

$$\left[ \frac{2.42}{29.11} \right]^2 = 6.91 \cdot 10^{-3} < 1$$

**Vérifiée**

*c. Incidence de l'effort tranchant :*

Si :  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$  → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.3.5.2. *Vérification de l'élément aux instabilités*

➤ **Combinaisons à l'ELU :**

$$q_u = G + 1.5W$$

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec :

$$G = 0.37 \text{ KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -2.08 \text{ KN/m} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$V = 55.37 \text{ KN} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

➤ **Charge de flexion :**

$$q_{uz,sd} = G + 1.5W = 0.37 - 1.5 \times 2.08 = -2.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{2.75 \times 5^2}{8} = 8.59 \text{ KN.m}$$

➤ **Charge de compression :**

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5 \times 55.37 = 83.06 \text{ KN}$$

*a. Vérification au flambement :*

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0,90$$

$\beta_{M,y,z}$  : Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a :

$$N_{pl,rd} = 472.35 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

**Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

Avec :  $\chi_{\min} = \chi_y$

**Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]; \bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :  $\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93,9$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{6.58} = 75.98$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{75.98}{93,9} = 0.809$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1,2 \\ t_f = 8\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

(Axe de flambement y - y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.809 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.74$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.809 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) \Rightarrow \mu_y = -0.99 < 0,9 \text{ OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{0.99 \times 74.74}{0.74 \times 20.1 \times 23.5} = 1.21 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{74.74}{0.74 \times 472.35} + \frac{1.21 \times 8.59}{29.11} = 0.57 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

#### IV.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

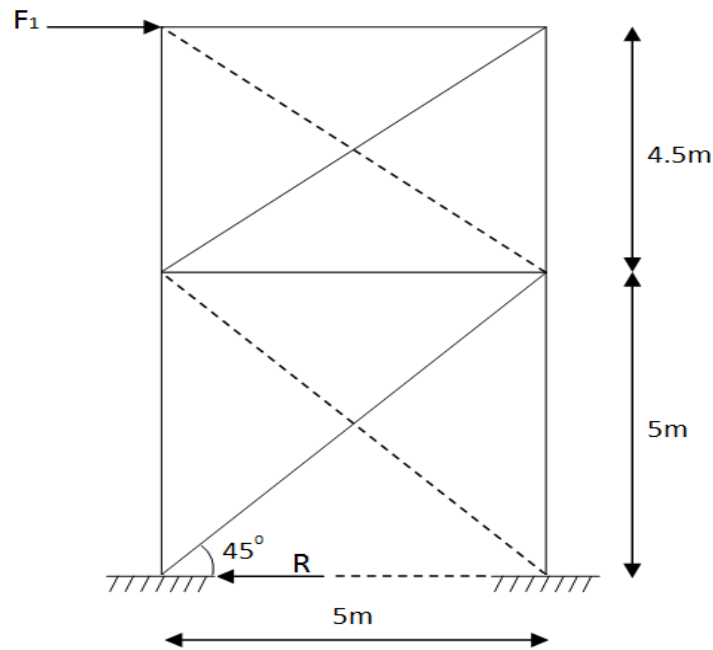


Figure IV. 3. Schéma statique de palée de stabilité en long pan

##### IV.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des Coupures

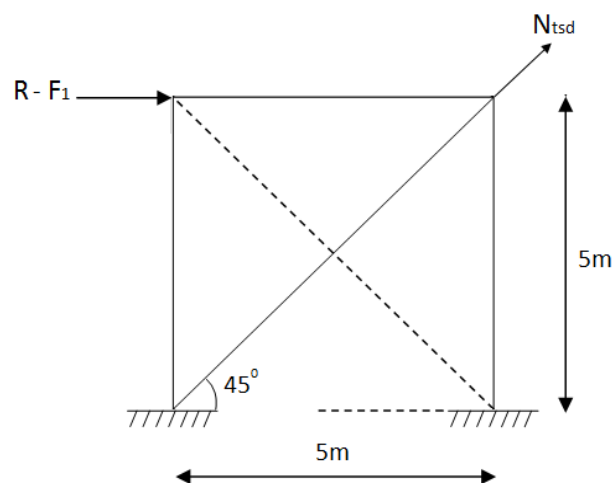


Figure IV. 4. Méthode des coupures

$$\operatorname{tg} \alpha = 5/5 = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\Rightarrow N = \frac{R}{\cos\alpha} = \frac{76.74}{\cos 45} = 108.52 \text{ KN}$$

#### IV.4.2. Section de la diagonale

##### IV.4.2.1. Calcul de la section brute A

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{108.52 \times 1}{23.5} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L50x50x6** ( $A = 5.69 \text{ cm}^2$ ).

#### IV.4.3. Vérification à la résistance ultime de la section

On opte pour une cornière isolée de **L50X50X6** avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{\text{net}} = A_1 + \varepsilon + A_2$$

$$A_1 = [(5 \times 0.6) - (1.3 \times 0.6)] = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) \times 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.716$$

$$A_{\text{net}} = 2.22 + 2.64 + 0.716 = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.57 \times 36}{1.25} = 144.37 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 108.52 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 144.37 \text{ KN}$$

Vérifiée

**Donc on opte une cornière L50X50X6.**

#### IV.5. Calcul de la poutre sablière

Les poutres sablières jouent le rôle de relieur entre différents portiques transversaux, leurs évitant un important déplacement longitudinal notamment en cas de séisme.

la poutre sablière est considerer comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontale et son poids propre, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

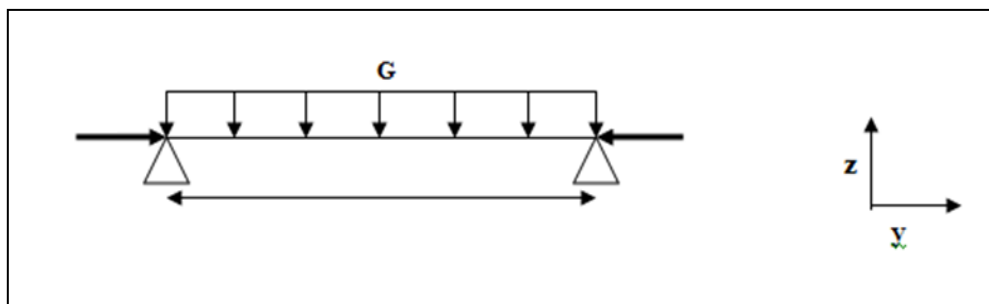


Figure IV. 5. Schéma statique de la poutre sablière.



La poutre sablière de rive reçoit la réaction de poutre au vent de long-pan calculé précédemment et l'effort  $F_1$ .

$$F_1 = 21.75 \text{ KN}$$

$$R = 76.74 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N^{\max} = R - F_1 = 54.99 \text{ KN}$$

#### **IV.5.1. Pré dimensionnement**

$$A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{54.48}{23.5} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **IPE120** avec  $A = 13.2 \text{ cm}^2$   $p = 10.4 \text{ kg/ml}$ .

## **CHAPITRE V:Etude des elements secondaires**

## Chapitre V : Etude des éléments secondaires

### V.1. Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.



Figure V. 1. *Vue de l'escalier*

#### V.1.1. Définitions

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

**a) Avantage des escaliers métalliques**

L'escalier en métal est un escalier pré- usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail.

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

**b) Inconvénients des escaliers métalliques :**

L'entretien, protection contre la corrosion.

**V.1.2. Choix des dimensions**

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

**V.2. Pré dimensionnement de l'escalier**

$h$  : Hauteur de la contre marche est :  $h = 17.5\text{cm}$

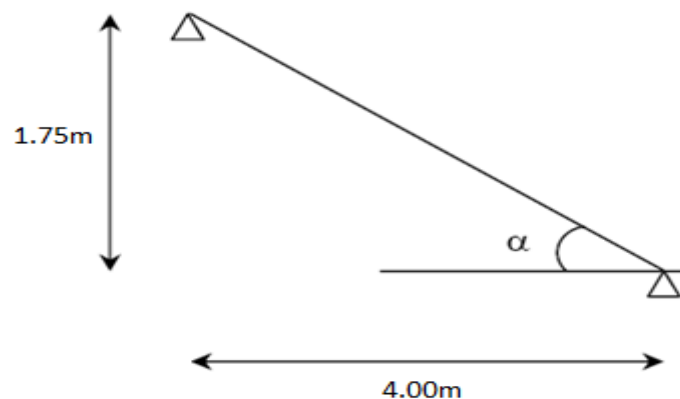
$g$  : Largeur de la marche (giron) est :  $g = 40\text{cm}$

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1.75\text{m}$

On a  $h = 17.5\text{cm} \Rightarrow n = \frac{175}{17.5} = 10 \text{ contremarches}$

Angle d'inclinaison .....  $\alpha = \arctg \frac{1.75}{4} = 0.437 \Rightarrow \alpha = 23.62^\circ$



**Figure V. 2.** Inclinaison d'escaliers

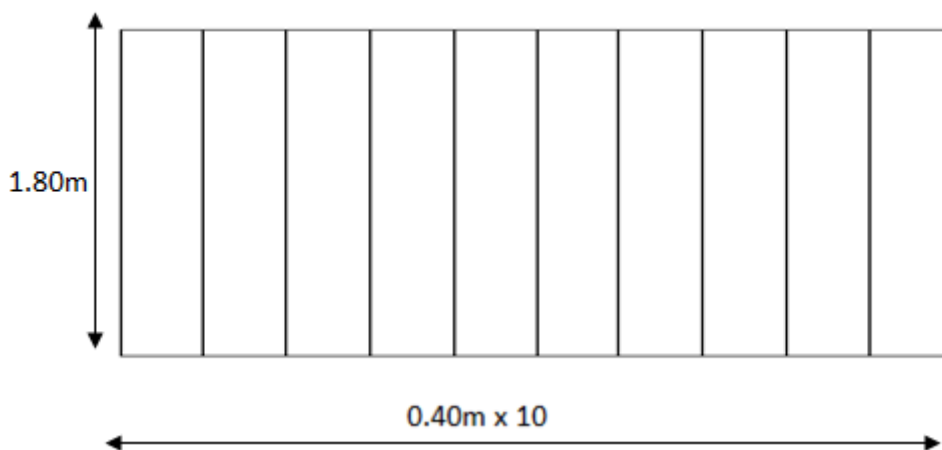


Figure V. 3. Vue en plan de l'escalier

### V.2.1. Évaluation des charges

#### a) Charges permanentes :

Garde corps ..... $0.02 \times 78.5$ ..... = 1.57 KN/m<sup>2</sup>.

Tôle striée (5 mm) ..... $0.005 \times 78.5$ ..... = 0.4 KN/m<sup>2</sup>.

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Charges d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

### V.2.2. Pré dimensionnement de la poutre

Les profiles sont sollicités par :

$$G = 1,97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque profile reprend la moitié de la charge.

#### V.2.2.1. Combinaison de charge

##### ELU :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.4$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.4$$

$$q_u = 2.56 \text{ KN/m.}$$

##### ELS:

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.4$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.4 = 1.788 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 1.788 \text{ KN/m}$$

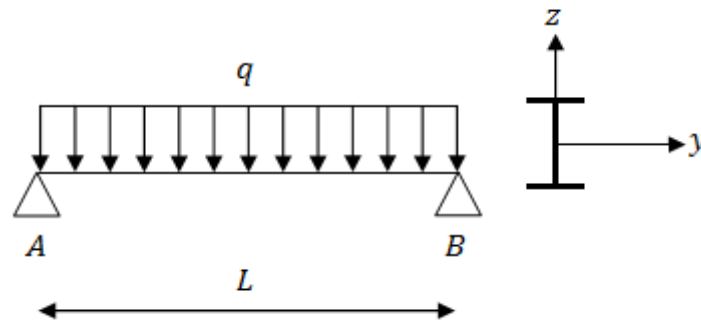


Figure V. 4. Schémas statique de l'IPE

#### V.2.2.2. Condition de flèche

Il faut vérifier :  $f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$

Avec :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{ad}} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 1.788 \times 10^{-2} \times 180^3}{384 \times 21000} = 19.39 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE100** avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = 171 \text{ cm}^4 ; I_z = 15.91 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{ely}} = 34.2 \text{ cm}^3 ; W_{\text{elz}} = 39.4 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{ipe}} = 0.081 \text{ KN/m} ; A_{\text{vz}} = 5.1 \text{ cm}^2$$

#### V.2.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **La flèche :**

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$$

$$q' = q + G_{\text{IPE}} = 1.788 + 0.081 = 1.869 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 1.869 \times 10^{-2} \times 180^4}{384 \times 21000 \times 171} = 0,071 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{180}{300} = 0,6 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$\text{Il faut vérifier que : } M_{\text{sd}} < M_{\text{rd}} \quad \text{avec } M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{\text{ipe}})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.4 + (1.35 \times 0.081) = 2.67 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.67 \times 1.80^2}{8} = 1.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{34.2 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 8.037 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0.534 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.67 \times 1.80}{2} = 2.403 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{5.1 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 69.19 \text{ KN} > 2.403 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifiee}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

### V.3. Pré dimensionnement du limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

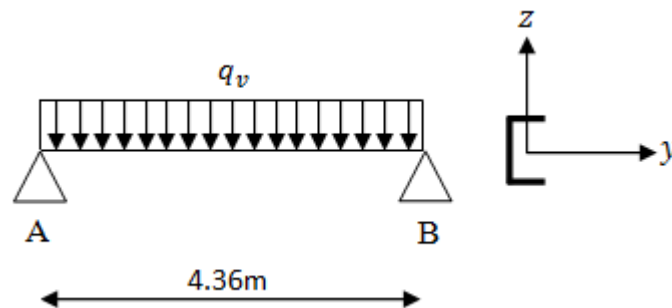


Figure 4. 1: charges appliqué sur 1 limon

#### V.3.1. Evaluation de charges

a) Volée :

• Charges permanentes :

✓ Poids estimé de 2 limon(UPN160) : ..... $2 \times 0.189 = 0.378 \text{ KN/m}$ .

✓ IPE 100 : .....  $0.081 \text{ KN/m}$

✓ Tôle striée d'épaisseur ( $e = 5\text{mm}$ ) : .....  $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

✓ Garde corps .....  $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$ .

✓ Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 1.80) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.081 = 2.749 \text{ KN/ml}$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.749 + 2,5)}{2} = 2.62 \text{ KN/m}$$

### V.3.2. Condition de flèche

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 2.62 \times 10^{-2} \times 436^3}{384 \times 21000} = 403.92 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN 140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$$

### V.3.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 2.62 + 0.16 = 2.78 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 2.78 \times 10^{-2} \times 436^4}{384 \times 21000 \times 605} = 1.03 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{436}{300} = 1.45 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.749 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.73 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.42 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 5.711 \text{ KN} \\ R_B = 5.711 \text{ KN} \end{cases}$$



- **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 4.36$$

$$\begin{cases} M_Z = -1.627 \times x^2 + 7.1 \times x \\ T_y = 3.254 \times x - 7.1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = -7.1 \text{KN} \\ x = 4.36 \text{m} \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 7.1 \text{KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{7.1}{3.254} = 2.18 \text{m}$

$$\Rightarrow M_{max} = 7.74 \text{KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont :  $\begin{cases} M_{sd} = 7.74 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = R_B = 7.10 \text{KN} \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{292 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 68.62 \text{KN} \cdot \text{m} > 7.74 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{20.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 279.49 \text{KN} > 7.10 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN220**

## **Chapitre VI :Etude sismique**

## Chapitre VI : Etude sismique

### VI.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismique algériennes (RPA99 V2003).

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

#### ➤ **Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

#### ➤ **Description de Robot Structural Analysis :**

Basé sur la méthode des éléments finis, le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

## ➤ **Modélisation**

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## **VI.2. Analyse de la structure**

### **VI.2.1. Type d'analyse**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
  
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

### **VI.2.2. Méthodes de calcul**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **VI.2.3. La méthode statique équivalente**

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### **a) Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

## b) Calcul de la force sismique totale

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, la structure est située en Zone IIa et un Groupe d'usage **1B** ou nous trouverons :

$A = 0,2$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases} \quad [4.2 \text{ RPA99/version 2003}]$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1$ ,  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) :  $T_1$  (sec) = 0,15s  $T_2$  (sec) = 0,50s.

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques (acier), Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1,08 > 0,7$

$$\eta = 1,08$$

- **Estimation de la période fondamentale**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**$h_N = 10.05\text{m}$ .**

$C_T$  = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où :  **$C_T = 0,085$**

Donc :  $T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 10,05^{3/4} = 0,479\text{s}$

La période est majorée de 30% :  $T=0,62\text{ s}$

$$T_2 \leq T=0,62\text{ s} \leq 3\text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

**$D = 2,4$**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, la valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Ossature contreventée par palées triangulées en X :  **$R = 4$**

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau VI. 1. Pénalité de vérification.**

Critère de qualité “q”	P <sub>q</sub>
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05
	0,05
$\sum P_q$	0,2

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

**W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

W<sub>Gi</sub> : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W<sub>Qi</sub> : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas β = 0,3

$$W = 64544 + 0,3 \times 2,65 = 64544,76 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V_x = \frac{0,2 \times 2,4 \times 1,2}{4} \times 655,2 = 94,34 \text{ KN} \quad \mathbf{V_x = 94,34 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{0,2 \times 2,4 \times 1,2}{4} \times 655,2 = 94,34 \text{ KN} \quad \mathbf{V_y = 94,34 \text{ KN}}$$

### c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_i$  : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_i) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

$F_i$  : Effort horizontal revenant à chaque niveau  $i$ .

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$W_i$ ,  $W_j$  : poids revenant aux plancher  $i, j$ .

$h_j$  : Niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas  $V = F_i$

#### VI.2.4. Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### a) Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A,  $\eta$ , R, T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

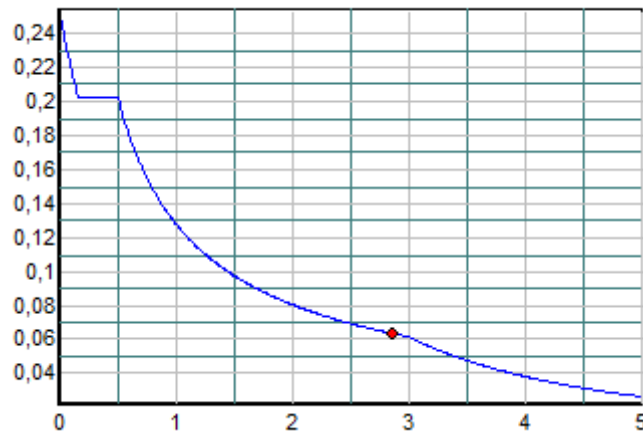


Figure VI. 1. Schéma du spectre de réponse suivant X-X et Y-Y.

### b) Nombre de modes de vibrations à considérer

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

### c) Résultat de calcul

Tableau VI. 2. Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	3,31	0,30	80,48	0,00	0,0	80,48	0,00
5/ 2	4,35	0,23	80,48	82,98	0,0	0,00	82,98
5/ 3	4,98	0,20	80,48	83,14	0,0	0,00	0,16
5/ 4	5,37	0,19	80,48	83,14	0,0	0,00	0,00
5/ 5	5,52	0,18	80,48	84,77	0,0	0,00	1,63
5/ 6	5,95	0,17	80,48	84,79	0,0	0,00	0,02
5/ 7	5,99	0,17	80,48	84,79	0,0	0,00	0,00
5/ 8	7,13	0,14	80,48	84,79	0,0	0,00	0,00
5/ 9	7,13	0,14	80,48	84,87	0,0	0,00	0,08
5/ 10	7,56	0,13	80,48	84,87	0,0	0,00	0,00
5/ 11	7,84	0,13	86,64	84,87	0,0	6,16	0,00
5/ 12	8,07	0,12	86,64	84,88	0,0	0,00	0,00
5/ 13	8,07	0,12	86,69	84,88	0,0	0,05	0,00
5/ 14	8,96	0,11	86,69	84,88	0,0	0,00	0,00
5/ 15	8,97	0,11	86,69	84,89	0,0	0,00	0,02

#### ❖ Les réponses modales de la structure

##### ✓ Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0,30 s, taux de participation de la masse 80.48%**

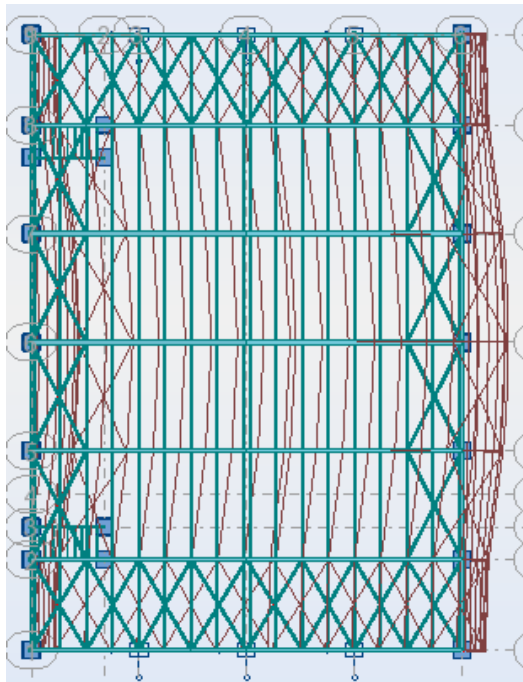


Figure VI. 2. Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0,23s$ , taux de participation de la masse 80.48%**

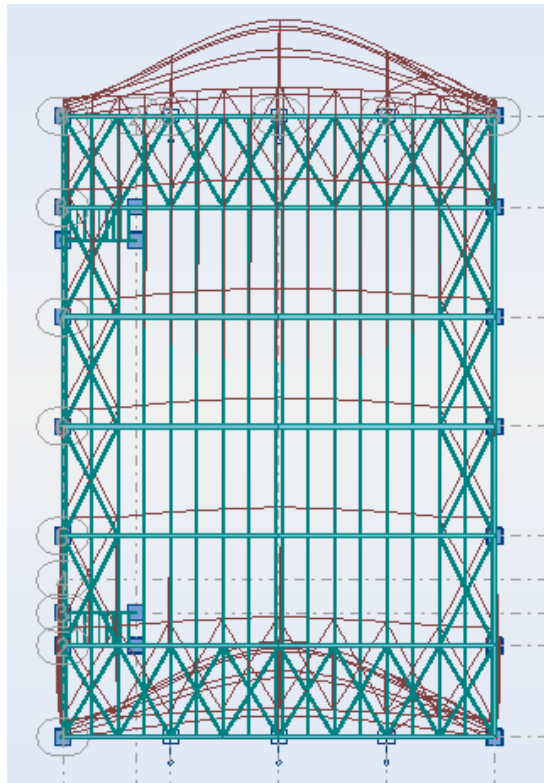


Figure VI. 3. *Mode de déformation (2)*

- **Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période  $T = 0,20s$ .**

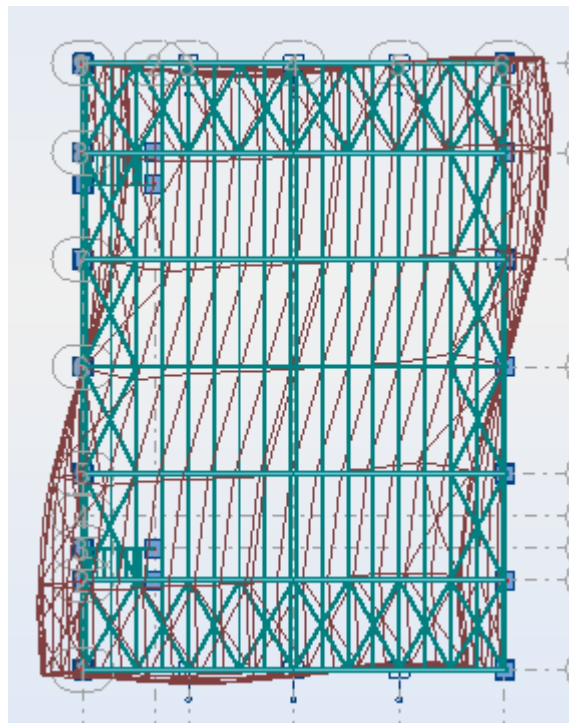


Figure VI. 4. *Mode de déformation (3)*

### VI.3. Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

#### VI.3.1. Les combinaisons de calcul

##### Notation

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3. Combinaisons de calcul.

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentelle
G + 1,5W	G + W	G + Q + Ex
1,35G + 1,5 Q	G + Q	G + Q - Ex
1,35G + 1,5 S	G + S	G + Q + Ey
1.35(G+Q+W)	G + Q + W	G + Q - Ey
		0,8G + Ex
		0,8G - Ex
		0,8G + Ey
		0,8G - Ey

#### VI.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau VI. 4. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	94.34	75.47	118.57	Vérifiée
Sens yy	94.34	75.47	110.04	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

### VI.3.3. Vérification des déplacements

#### 1<sup>er</sup> Cas : situation durable

Les déplacements sont limités à :

#### Déplacement horizontal

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h : hauteur du poteau

#### Déplacement vertical

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tableau 4.1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{950}{150} = 6.33cm \\ \frac{h}{125} = \frac{950}{125} = 7.6cm \\ \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm \end{array} \right.$$

Tableau VI. 5. Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+W)	1,35G+1.5Q	2.5	2.4
Suivant Y	1,35(G+Q+W)	1,35G+1.5Q	5.6	0.2
Suivant Z	1,35(G+Q+W)	1,35G+1.5Q	0	0

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

## 2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

**Tableau VI. 6.** Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1.7	0,9	6.8	3.6

$$\frac{h}{100} = \frac{1005}{100} = 10.05cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 10.05 cm, donc ils sont vérifiés.

### VI.4. Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Sens X-X**

**Tableau VI. 7. Effet P- $\Delta$  suivant X-X.**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
10.05	6.8	655.2	75.47	10.05	0,67	0,05

$\theta_k = 0,05 < 0,1$ , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y**

**Tableau VI. 8. Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
10.05	3.6	655.2	75.47	10.05	0,35	0,03

$\theta_k = 0,03 < 0,1$ , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

# **CHAPITRE VII : Vérification de l'ossature**



## Chapitre VII : Vérification de l'ossature

### VII.1. Introduction

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

### VII.2. Vérification des traverses

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°22 et de longueur  $L = 11.83 \text{ m}$  ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

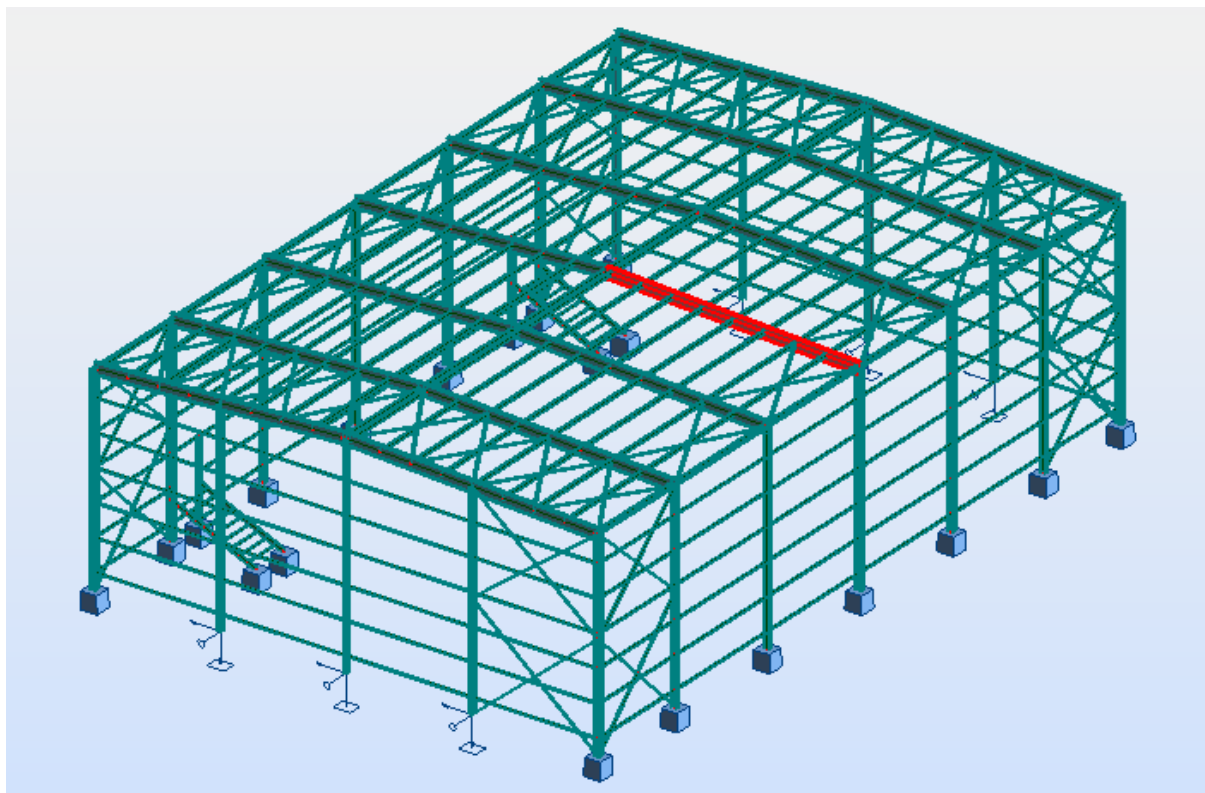


Figure VII. 1. Illustration de la traverse la plus sollicitée.

#### VII.2.1. Vérification de la section à la résistance

##### ➤ Bilan des efforts

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°22) sous la combinaison :  $1.35 (G) + 1.5 (Q)$

$$M_{y_{sd}}^{\max} = 345.52 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{\max} = 37.28 \text{ KN}$$

$$V_{z_{sd}}^{\max} = 71.93 \text{ KN}$$

➤ **Classe de la section :**

**Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{21}{1.72} = 6.1 \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

**Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{37.28}{1.11 \times 23.5} = 1.43$$

$$\alpha = \frac{1}{46.76} \left( \frac{46.76 + 1.43}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

$$0.51 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{46.76}{1.11} = 42.12$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.33$$

Donc : 
$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

D'où la section de L' **IPE 550** est de **classe 01**

▪ **Incidence de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{z_{sd}} = 71.33 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{72.34 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 981.489 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{z_{sd}}}{V_{plrd}} = \frac{71.33}{981.489} = 0.073 < 0.5$$

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

▪ **Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} < \min(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$  : il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 37.28 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{134 \times 23.5}{1} = 3149 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 787.25 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 134 - 2 \times 21 \times 1.72 = 61.76 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 725.68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min\left(0.25 N_{pl,rd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}}\right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min(787.25 \text{ KN}; 725.68 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 37.28 \text{ KN} < 725.68 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

**VII.2.2. Vérification de la résistance de la section transversale**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 23.5}{1.1} = 595.4 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 345.52 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 595.4 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

**VII.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités**

▪ **Flexion composée avec risque de flambement**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

▪ **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi_{\min}$  :**

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1183}{\cos 2.66} = 1184.27 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1184.27}{22.35} = 52.98$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec :  $B_A = 1$  pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{52.98}{93.9} \right) = 0.56$$

Courbe de flambement :  $\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.16 > 1.2$

Axe de flambement y-y  $\rightarrow$  courbe de flambement a  $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[ 1 + 0,21 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right] = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}}$$

$$\chi_y = 0,91$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{304}{\cos 2.66} = 304.32 \text{ cm (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

L'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{304.32}{4.45} = 68.38$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{68.38}{93.9} \right) = 0,72$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.16 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b →  $\alpha_z = 0,34$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + 0,34 \times (0,72 - 0,2) + 0,72^2 \right] = 0,84$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,72^2}}$$

$$\chi_z = 0,78$$

Donc :  $\kappa_{min} = \min(\kappa_y; \kappa_z) = \min(0,91, 0,78) = 0,78$

▪ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[ \phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0,49$  pour les sections soudées.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} : L'élancement réduit pour le déversement.$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$\lambda_{LT}$  : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$c_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} \quad M_a \prec M_b \quad \text{Moment aux extrémités du tronçon.}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$\Rightarrow c_I = 1.88 - 1.4(-0.49) + 0.52(-0.49)^2 = 2.69 \leq 2.7$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{68.38}{(2.69)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{68.38 \times 1.72}{55} \right)^2 \right]^{0.25}} = 39.60$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{39.60}{93.9} \right) = 0.42$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[ 1 + 0.21 \times (0.42 - 0.2) + 0.42^2 \right] = 0.61$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.42^2}}$$

$$\chi_z = 0.95 < 1 \longrightarrow OK$$

▪ **Calcul des coefficients k :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi : \text{Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.}$$

**Application numérique :**

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7(-0.49) = 2.14$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.72 \times 2.14 - 0.15 = 0.08 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.08 \times 228.34}{0.78 \times 134 \times 23.5} = 0.99 \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

▪ **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.**

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\Rightarrow \beta_{M\psi} = \beta_{MLT} = 1.8 - 0.7(-0.49) = 2.14$$

$$MQ = |\max M| = 345.52 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |345.52| + |-191.32| = 536.84 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2.14 + \frac{345.52}{536.84} \times (1.3 - 2.14) = 1.59$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0.56 \times (2 \times 1.59 - 4) + \frac{2787 - 2441}{2441} = -0.317 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.317) \times 37.28}{0.91 \times 134 \times 23.5} = 1.00 \leq 1.5$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

**Application numérique :**

$$\frac{37.28}{0.78 \times 3149} + \frac{1 \times 345.52}{595.4} = 0.59 < 1$$

• **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.


$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

**Application numérique :**

$$\frac{37.28}{0.78 \times 3149} + \frac{0.99 \times 345.52}{0.95 \times 595.4} = 0.61 < 1$$

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

**Vérification avec le logiciel robot**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
22 les traverses	 IPE 550	S 235	52.95	265.62	0.97	9 1.35G+1.5Q

**Conclusion**

Le profilé choisi **IPE 550** est adéquat comme traverse.

### VII.3. Vérification de la poutre auvent (Long pan)

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°899**) sous la combinaison **1.35 (G + Q + W)**

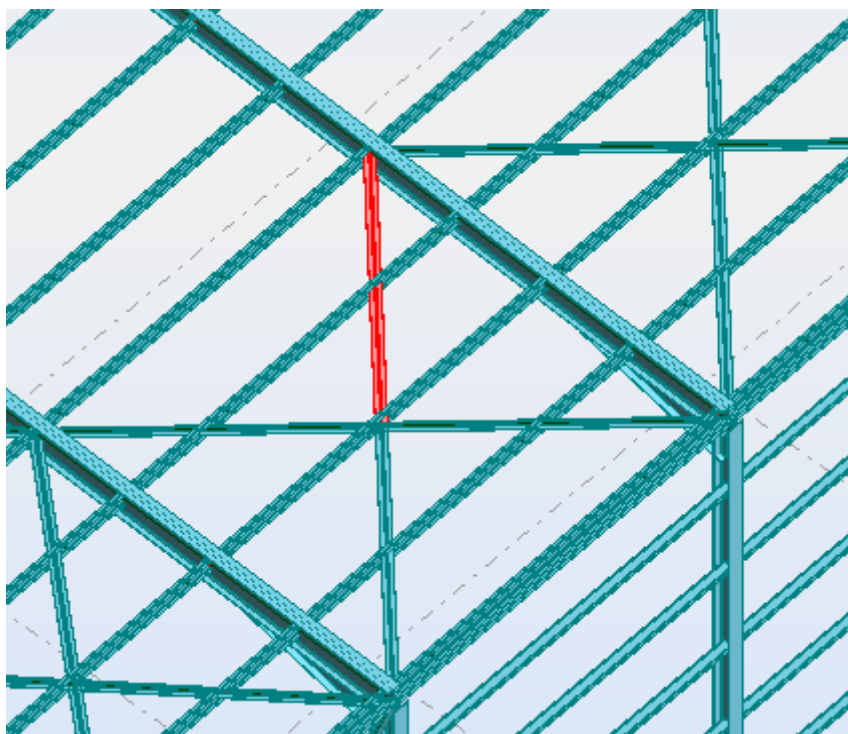


Figure VII. 2. Illustration de la barre la plus sollicitée.

Tableau VII. 1. Les efforts dans les éléments de contreventement

Elément	$N_{sd}$ (kN)	Combinaison
Traction	30.10	1.35 (G+Q+W)
Compression	34.97	1.35 (G+Q+W)

#### VII.3.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a une diagonale **2CAE 70\*5** avec  $A=13.58\text{cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{13.58 \times 23.5}{1.1} = 290.19 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 30.10 \text{ kN} < N_{rd} = 290.19 \text{ kN}$$

Vérifiée

#### VII.3.2. Vérification au flambement



$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{max} = 34.97 \text{ KN}$$

$$l_k = 421 \text{ cm}$$

$$I_y = I_z = 63.52 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} i_y = i_z &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{63.52}{13.58}} = 2.16 \text{ cm} \\ &= \frac{421}{2.16} = 194.90 \\ &= \left[ \frac{194.90}{93.9} \right] \rightarrow 2.07 > 0.2 \end{aligned}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement. Suivent les deux axes

#### Calcul de $\chi_{\min}$

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

Courbe c  $\rightarrow \chi = 0.1814$

$$N_{crd} = 0.1814 \times 13.58 \times \frac{23.5}{1.1} = 52.63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 34.97 \text{ KN} < N_{crd} = 52.63 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

#### Conclusion :

La cornière choisi (2 CAE 70\*5) est adéquate comme diagonale de contreventement de la poutre au vent.

#### VII.4. Vérification de la poutre auvent (Pignon) Vérifiée

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°109**) sous la combinaison **1.35 G+1.5Q**

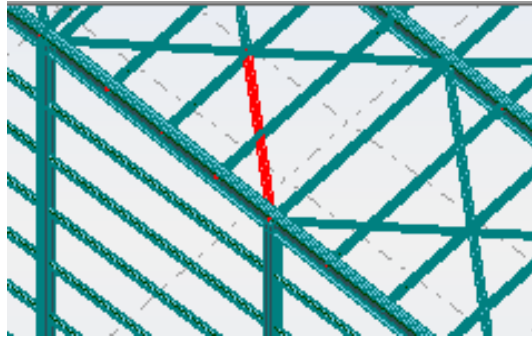


Figure VII. 3. Illustration de la barre la plus sollicitée.

Tableau VII. 2. Les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	$N_{sd}$ (kN)	Combinaison
Traction	80.98	1.35G+1.5Q
Compression	78.59	1.35G+1.5Q

#### VII.4.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

La diagonale **2CAE 75\*10**, On a  $A=28.22\text{cm}^2$

$$\begin{cases} N_{rd} = \frac{28.22 \times 23.5}{1.1} = 602.88 \\ N_{sd} = 80.98 \text{ KN} < N_{rd} = 602.88 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

#### VII.4.2. Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{max} = 78.59 \text{ KN}$$

$$l_k = 387 \text{ cm}$$

$$I_y = I_z = 142.34 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} i_y = i_z &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{142.34}{28.22}} = 5.04 \\ &= \frac{387}{5.04} = 76.78 \\ &= \left[ \frac{76.78}{93.9} \right] \rightarrow 0.817 > 0.2 \end{aligned}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement. Suivent les deux axes

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

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

Courbe c  $\rightarrow \chi = 0.6611$

$$N_{crd} = 0.6611 \times 28.22 \times \frac{23.5}{1.1} = 398.56 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 78.58 \text{ KN} < N_{crd} = 398.56 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

### Conclusion :

La cornière choisi (2 CAE 70\*5) est adéquate comme diagonale de contreventement de la poutre au vent.

### VII.5. Vérification de la palée de stabilité (Long pan)

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°382**) sous la combinaison **G+Q+Ey**

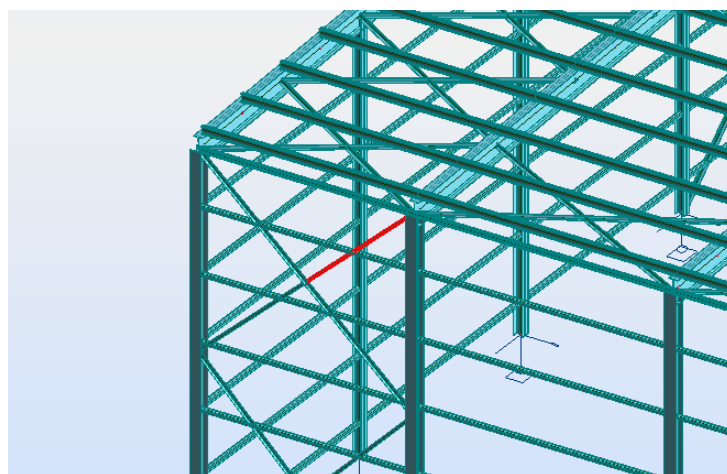


Figure VII. 4. Illustration de la barre la plus sollicitée.

Tableau VII. 3. Les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	$N_{sd}$ (kN)	Combinaison
Traction	30.99	G+Q+Ey
Compression	30.07	G+Q+Ey

#### VII.5.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

La diagonale **2CAE 70\*5**, On a  $A=13.58 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13.58 \times 23,5}{1,1} = 290.19 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 30.99 \text{ kN} < N_{rd} = 290.19 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

### VII.5.2. Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 30.07 \text{ kN}$$

$$l_k = 336 \text{ cm}$$

$$I_y = I_z = 63.52 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{63.52}{13.58}} = 2.16 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{336}{2.16} = 155.55$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{155.55}{93,9} \right] \Rightarrow 1,65 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement. Suivent les deux axes

#### Calcul de $\chi_{\min}$

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


$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0,2709$$

$$N_{crd} = 0,2709 \cdot 13.58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 78.59 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 30.07 \text{ kN} < N_{crd} = 78.59 \text{ kN}$$

Vérifiée

#### Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
382	 2 CAE 70x5	S 235	155.52	103.87	0.54	18 G+Q+EY

#### Conclusion :

La cornière choisi (2 CAE 70\*5) est adéquate comme diagonale de contreventement de la poutre au vent.

### VII.6. Vérification de la palée de stabilité (Pignon)

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°387**) sous la combinaison **G+1.5W**

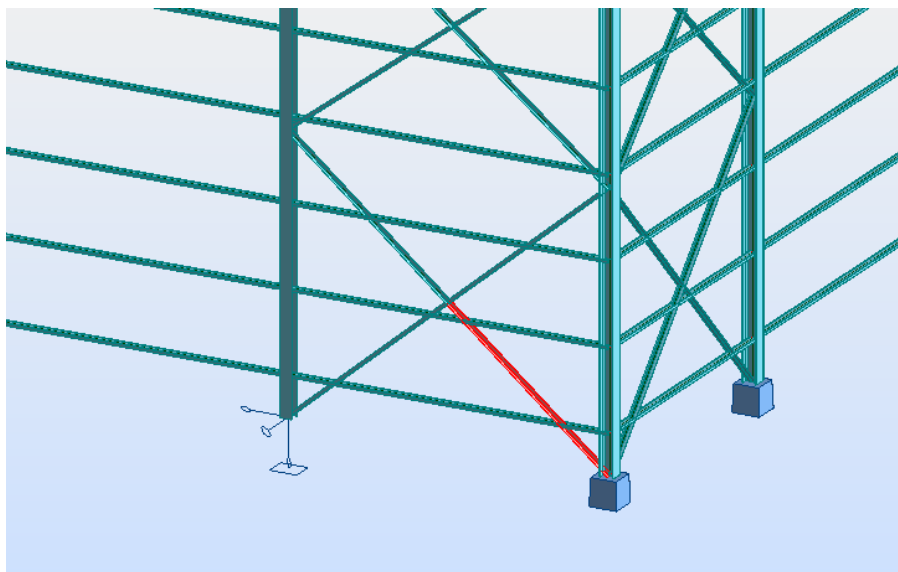


Figure VII. 5. Illustration de la barre la plus sollicitée.

Tableau VII. 4. Les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	N <sub>sd</sub> (kN)	Combinaison
Traction	42.63	G+1.5W
Compression	42.34	G+1.5W

**VII.6.1. Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

La diagonale **2CAE 70\*5**, On a  $A=13.58\text{cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13.58 \times 23,5}{1,1} = 290.19\text{kN} \\ N_{sd} &= 42.63\text{kN} < N_{rd} = 290.19\text{kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

**VII.6.2. Vérification au flambement**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 42.34\text{KN}$$

$$l_k = 387\text{cm}$$

$$I_y = I_z = 63.52\text{cm}^4$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{63.52}{13.58}} = 2.16 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{387}{2.16} = 179.16$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{179.16}{93.9} \right] \Rightarrow 1.90 > 0.2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement. Suivent les deux axes

### Calcul de $\chi_{\min}$

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


$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0.2141$$

$$N_{crd} = 0.2141 \cdot 13.58 \cdot \frac{23.5}{1.1} = 62.1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 42.63 \text{ kN} < N_{crd} = 62.1 \text{ kN}$$

Vérifiée

### Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
387	 2 CAE 70x5	S 235	178.97	119.53	0.78	8 G+1.5W

### Conclusion :

La cornière choisi (2 CAE 70\*5) est adéquate comme diagonale de contreventement de la poutre au vent.

### VII.7. Vérification des poteaux (HEB260)

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°8 de hauteur **H=9.5m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

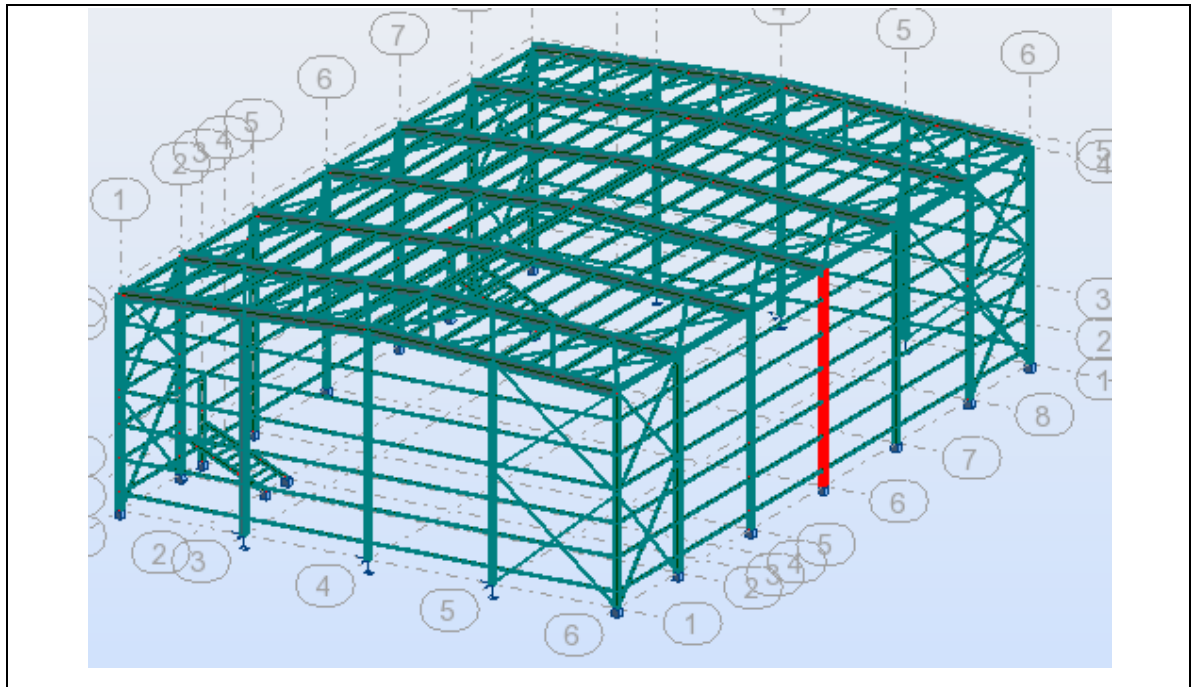


Figure VII. 6. Illustration du poteau le plus sollicité.

- Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Tableau VII. 5. Les sollicitations du poteau le plus sollicité

Combinaison	h (m)	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)	V <sub>z</sub> (kN)
1.35 (G+Q+W <sub>1</sub> )	9.5	131.89	M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =191.92 M <sub>y</sub> <sup>-</sup> =-123.08	M <sub>z</sub> <sup>+</sup> =1.19 M <sub>z</sub> <sup>-</sup> =-1.09	44.50

### VII.7.1. Vérification à la résistance

➤ **Classe de la section :**

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \epsilon \Rightarrow 260 / 2 \cdot 17.5 = 7.42 < 10 \epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{131.89}{1 \times 23.5} = 5.61$$

$$\alpha = \frac{1}{177} \left( \frac{177 + 5.61}{2} \right) = 0.51 \leq 1, \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17.7$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.33$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

### VII.7.2. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{sd} = 44.50 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 37.59}{\sqrt{3} \times 1.1} = 463.64 \text{ KN} > V_{sd} = 44.55 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$  Pas de réduction du moment plastique.

### VII.7.3. Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 119.21 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{118.44 \times 23.5}{1.1} = 2530.30 \text{ KN}$$

$N_{sd} < N_{plRd}$  ..... **Vérifiée.**

### VII.7.4. Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 191.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10^{-2} \times 23.5 \times 1282.91}{1.1} = 274.07 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plRd}$  ..... **Vérifiée.**

### VII.7.5. Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zSd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$



✓ **Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{\min}$**

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

✓ **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3**.

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Traverse}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement a la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{14919.4}{950} = 15.70 \text{ cm}^3$$

$$K_{Traverse} = \frac{I_y}{L} = \frac{14919.4}{600} = 24.86 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.387$$

• **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.5 \cdot 950 / 11.22 = 42.33$$

$$\lambda_{y-} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.45 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 260/260 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.21$  (tableau 3).

$$X_y = 0.939$$

• **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 950 / 6.58 = 72.18$$

$$\lambda_{z-} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.76 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

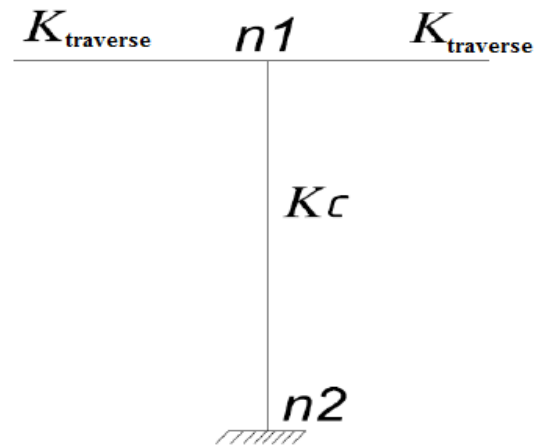
$$h/b = 260/260 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement c ;  $\alpha = 0.34$  (tableau 3).

$$X_z = 0.687$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.687$



**a) Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 987.43 \text{ Kn.m}$$

Avec :

$$B_w = 1 \quad K = K_w = 0.5 \quad C_1 = 0.712, \quad C_2 = 0.652 \quad Z_g = 13 \text{ cm}, \quad I_w = 753700 \text{ cm}^6 \quad I_t = 123.78 \text{ cm}^4 \\ I_z = 5134 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0.55 > 0.4 \rightarrow \text{risque de déversement}$$

**b) Calcul des coefficients  $K_y$  et  $K_z$  :**

$$\mu_y = \lambda_y (2 \beta_{M_y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \lambda_z (2 \beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

**• Calcul des coefficients réducteurs :****Suivant l'axe (Y-Y) :**

$$\mu_y = 0.45 (2 \times 1.3 - 4) + 0.117 = -0.513$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1.02$$

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

$$\mu_z = 0.76 (2 \times 2.46 - 4) + 0.524 = 1.22$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0.93$$

$$N_{sd} = 119.21 \text{ Kn}$$

$$M_{y, Sd} = 191.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, Sd} = 1.08 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl, Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 118.4 \times 23.5 / 1.1 = 2529.45 \text{ Kn}$$

$$M_{ply, Rd} = 6425 \times 23.5 \cdot 10^{-2} / 1.1 = 274.07 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 128.65 \text{ Kn.m}$$

**• Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{119.21}{0.687 \cdot 2529.45} + \frac{0.93 \cdot 191.21}{274.07} + \frac{0.93 \cdot 1.08}{128.65} = 0.72 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au déversement :**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/t_f}{\frac{L}{i_z}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{950}{6.58}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{950/6.58}{\frac{950}{1.75}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 153.74$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5} = 1.63$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$  ..... **Il y a risque de déversement.**

- **Calcul des coefficients K**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{N_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_y^- \beta_{My} - 0.15$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-123.16}{191.82} = -0.64$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7(-0.64) = 2.24$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot 1.63 \cdot 2.24 - 0.15 = 0.4$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.4 \times 119.21}{1.63 \times 118.4 \times 23.5} = 0.989$$

- **Calcul des coefficients K<sub>z</sub>**

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-1.08}{1.08} = -1$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7(-1) = 2.5$$

$$\mu_z = 0.76 \times (2 \cdot 2.5 - 4) + \frac{602.2 - 394.9}{394.9} = 1.25 \quad \text{mais } \mu_z \leq 0.9$$

d'où  $\square_{\square} = 0.9$

$$\square_{\square} = 1 - \frac{0.9 \times 119.21}{0.687 \times 118.4 \times 23.5} = 0.94$$

Donc :

$$\frac{119.21}{0.687 * 2529.45} + \frac{0.989 * 191.82}{0.326 * 1282.9} + \frac{0.94 * 1.08}{394.9} = 0.527 < 1 \text{ Verifie}$$

Toutes les conditions sont vérifiées

✓ **Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
8 les poteaux_8	<input checked="" type="checkbox"/> HEB 260	S 235	42.32	72.14	0.75	9 1.35G+1.5Q

**Conclusion :**

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEB260** qui vérifie les calculs, le logiciel Robot à son tour nous propose un **HEB260**

## **Chapitre VIII : Calcul des assemblages**

## Chapitre VIII : Calcul 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 .

### VIII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### VIII.2.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site . Dans notre cas, le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

**Tableau VIII. 1.** Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

#### VIII.2.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

### VIII.2.3. Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

### VIII.2.4. Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

### VIII.2.5. Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

**Tableau VIII. 2.** Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

### VIII.3. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout a bout (éclissage, rabotages).

-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- ✓ **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- ✓ **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Tableau VIII. 3. Principales caractéristiques géométrique.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b>φ rondelle (mm)</b>	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
<b>φ clé (mm)</b>	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
<b>Tôle usuelle (mm)</b>	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
<b>Cornière usuelle (mm)</b>	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée.

#### VIII.4. Assemblage traverse – traverse

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m),

L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.



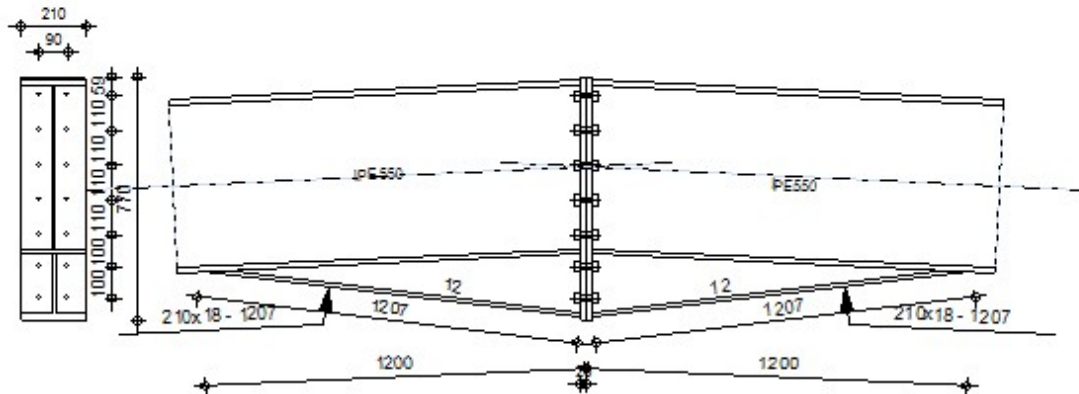


Figure VIII. 1. Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

- **Choix des diamètres des boulons :**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M16** de classe **10.9**

- **Efforts de calcul :**

$$M^{\text{Max}} = 345.52 \text{ KN.m.}$$

$$N^{\text{Max}} = 228.34 \text{ KN.}$$

$$V^{\text{Max}} = 92.31 \text{ KN.}$$

- **Disposition des boulons :**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

- **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 18 \text{ mm}$  (**tableau 6.1 Eurocode 3**)

$$P_1 \geq 2,2 \times 18 = 39.6 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 90 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 90 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 60 \text{ mm}$ .

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 70 \text{ mm}$

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 110 \text{ mm}$$

$$d_2 = 110 \text{ mm}$$

$$d_3 = 110 \text{ mm}$$

$$d_4 = 110 \text{ mm}$$

$$d_5 = 100 \text{ mm}$$

$$d_6 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 640^2 + 530^2 + 420^2 + 310^2 + 200^2 + 100^2 = 1013000 \text{ mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{228.34 \times 0.64}{0.0684} = 367.21 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{228.34 \times 0.53}{0.0684} = 367.21 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{228.34 \times 0.42}{0.0684} = 367.21 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{228.34 \times 0.31}{0.0684} = 367.21 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{228.34 \times 0.20}{0.0684} = 367.21 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{228.34 \times 0.10}{0.0684} = 333.83 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN par boulon}$$

Soit : **219.8 KN** par rangée.

$$M_R = \frac{219.8 \times 1013000}{640} = 347.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 345.52 \text{ Kn.m} < M_R = 141551.2 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

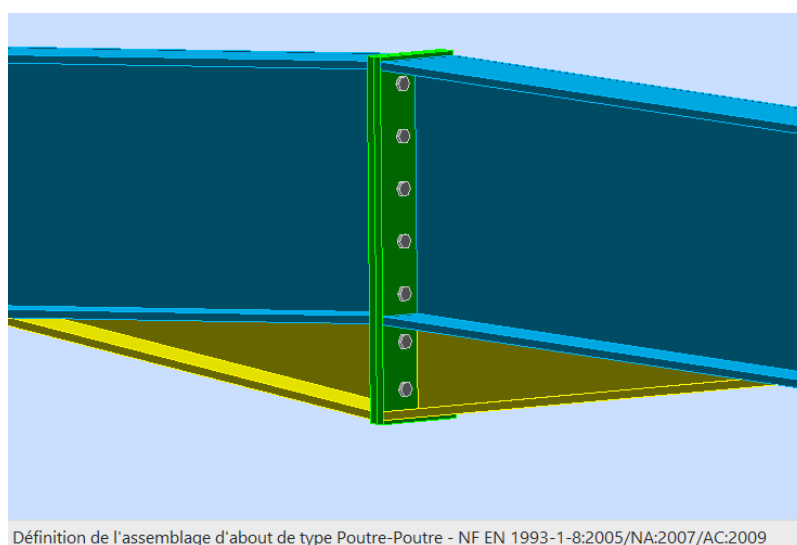
$$V_l = \frac{V_{Sd\ max}}{n} = \frac{92.31}{14} = 7.69\ Kn$$

$$F_s = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109.9}{1.25} = 26.38\ KN$$

$$\mu = 0.3 ; K_s = 1 ; m = 1$$

$$V_l = 7.69\ Kn < F_s = 26.38\ Kn \quad \dots\dots\dots OK$$

**Conclusion :** L'assemblage calculé est satisfait



**Figure VIII. 2.** *Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.*

**Remarque :**

La clef de faitage est utilisée pour remplir la fonction suivante :

1. Augmenter la résistance à la flexion de la traverse au niveau du moment élevé, pour pouvoir ainsi utiliser un traverse de plus petite taille.

### VIII.5. Assemblage poteau - traverse

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

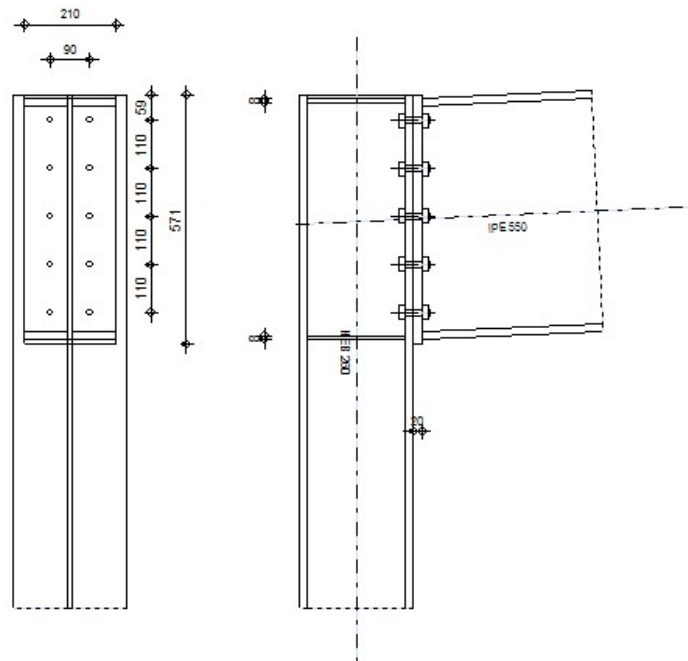


Figure VIII. 3. Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

- **La disposition constructive des boulons :**

On choisit des boulons **M18** de diamètre  $\varnothing 18$  de **classe 10.9**

- **Efforts de calcul :**

$$M_{\max} = 191.32 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = -96.16 \text{ KN.}$$

$$V_{sd\max} = 94.05 \text{ KN}$$

**a. Dimensionnement des boulons :**

- **Distance entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 20 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 20 = 44 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 110 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \cdot 20 = 60 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 110 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \cdot 20 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 55 \text{ mm.}$

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 60 \text{ mm}$ .

- **Détermination des distances des boulons :**

$$d_1 = 486 \text{ mm. } d_2 = 376 \text{ mm. } d_3 = 266 \text{ mm. } d_4 = 156 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 56 \text{ mm.}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons :**

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

D'où :

$$N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$  : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation

**L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN par boulon.}$$

- **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$n$  : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

- **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (486^2 + 376^2 + 266^2 + 156^2 + 46^2) = 474780 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 109.9 \times 474780}{486} \times 10^{-3} = 214.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 191.32 \text{ KNm} < 214.72 \text{ KNm} \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{94.05}{10} = 9.405 \text{ KN / boulon}$$

Il faut vérifier que :

$k_s=1.0$  trou normal. (eurocode 3 chap 6.5.8.1)

$m = 1$  un plan de frottement.

$\mu = 0.3$  coefficient de frottement. (Eurocode 3 chap 6.5.8.3)

$F_p$  : Précontrainte de calcul. (Eurocode 3 chap 6.5.8.3)

$$\frac{V_{sd}}{n} = 26.27 \text{ KN} < \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109.9}{1.25} = 26.37 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme de poteau dans la zone tendue :**

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$  : entraxe des rangées de boulons. ( $P=100\text{mm}$ ) .

Donc :

$$F_{TRd} = 1.11 \times 11 \times \frac{23.5}{1.1} = 260.85 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{191.32}{0.5389} = 355.01 \text{ KN}$$

$F_V = 260.85 \text{ KN} > F_{TRd} = 355.01 \text{ KN}$ .....Non vérifiée

D'où la nécessité d'un raidissage : **(raidisseur d'épaisseur 8 mm)**

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que :  $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$t_{fb}$  : épaisseur de la semelle du poutre.

$t_{fc}$  : épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c$  : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

$a_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{94.05}{118.4} + \frac{191.32 \times 10^2 \times 13}{14919.4} = 17.46 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 17.46 \text{ KN/cm}^2 > 0.7 \times f_y = 23.5 \times 0.7 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow k_c = 1 - \frac{17.46}{23.5} = 0.957$$

Avec :

$t_p = 8 \text{ mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 17.5 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5(24 + 13) + 2 \times 8 = 232.64 \text{ mm}$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et :  $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$  : élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{23.26 \times 17.7 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1^2}} = 0.632 < 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = 1$$

$$\text{On aura : } F_{cRd} = \frac{0.957 \times 1 \times 23.26 \times 3 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 \times (\frac{23.26}{26})^2)}} = 998.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$  : la somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \text{ avec } M_{sd} = 191.32 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{191.32 \times 486 \times 10^{-3}}{474780 \times 10^{-6}} = 195.84 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{191.32 \times 376 \times 10^{-3}}{474780 \times 10^{-6}} = 151.51 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{191.32 \times 266 \times 10^{-3}}{474780 \times 10^{-6}} = 107.19 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{191.32 \times 156 \times 10^{-3}}{474780 \times 10^{-6}} = 62.86 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{191.32 \times 46 \times 10^{-3}}{474780 \times 10^{-6}} = 18.53 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 195.84 + 151.51 + 107.19 + 62.86 + 18.53 = 535.93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 535.93 \text{ KN} < F_{cRd} = 998.75 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

### Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :  $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 26 \times \frac{1}{1.1} = 322.16 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{191.32}{0.5328} = 359.08 \text{ KN}$$

D'où :  $F_V = 359.08 \text{ KN} > V_R = 322.16 \text{ KN} \quad \text{non vérifié}$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme (épaisseur 8 mm)

D'où :  $t_w = 1 + 0.8 = 1.8 \text{ cm}$

$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 23.5 \times 26 \times \frac{1.8}{1.1} = 579.89 \text{ KN.}$$

$V_R = 579.89 \text{ KN} > F_V = 359.08 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

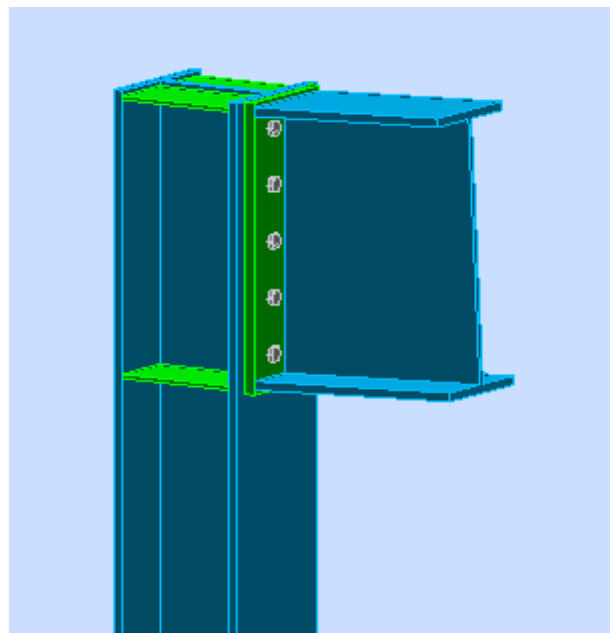


Figure VIII. 4. Vue de l'assemblage poteau – Traverse.



## VIII.6. Assemblage de l'échantignolle

### VIII.6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vZ} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).

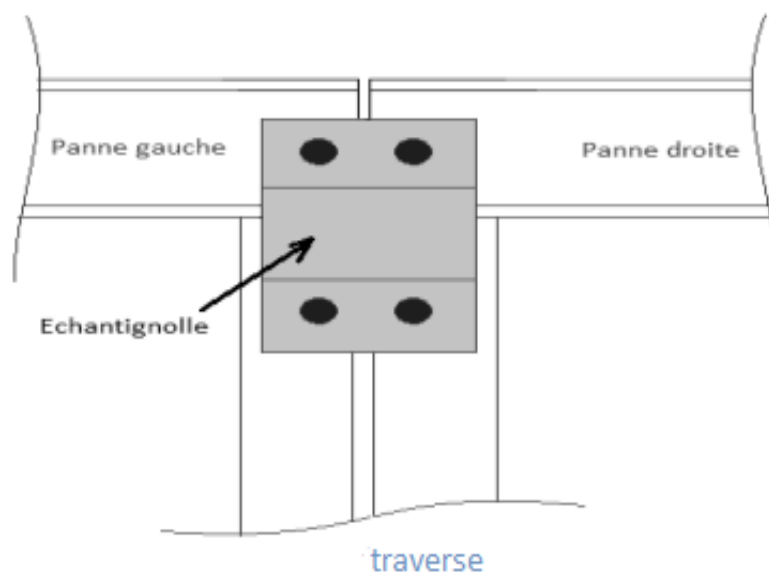


Figure VIII. 5. Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M 12** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

**$R_{VZ} \text{ max} = 20.622 \text{ KN}$**  est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$F_{VRD} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot f_b}{\gamma_{mo}} = \frac{0.5 \cdot 0.843 \cdot 60}{1.25} = 20.232 \text{ Kn} > \frac{20.622}{2} = 10.311 \text{ Kn}$$

→ **OK**      **Vérifier**

### VIII.6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = 14.35 \text{ Kn}$$

Soit un boulon ordinaire **M 12** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{tRd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.9 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 36.41 \text{ Kn}$$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 20.23 \text{ Kn}$$

$$\frac{0}{20.23} + \frac{14.35}{1.4 \cdot 36.41} = 0.28 \leq 1 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.7. Assemblage poteau-poutre sablière

Assemblage N° 8

- **Efforts**

$$N_{b,Ed} = 27.93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$V_{b,Ed} = 0.81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant}$$

$$M_{b,Ed} = 1.24 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant}$$

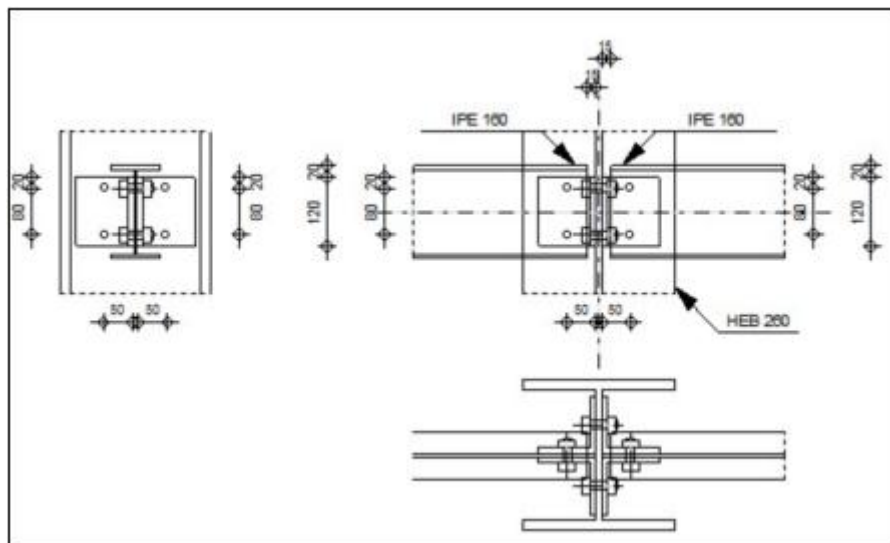


Figure VIII. 6. Représentation de l'assemblage poteau – poutre sablière.

#### a. Dimensionnements des boulons

✓ *Boulons assemblant le poteau a la cornière*

Le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon

Classe = 10.9                      Classe du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	80 [mm]	Entraxe

- ***Boulons assemblant la cornière a la poutre***

Le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	80 [mm]	Entraxe

- **Disposition des boulons**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 18mm \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 40mm \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 33mm \Rightarrow \text{soit : } p_1 = 80mm \end{cases}$$

On a des boulons **HR**  $\phi = 14\text{mm}$  de classe 10, 9  $\Rightarrow F_{ub} = 1000\text{MPa}$  ,  $d_0 = 15\text{mm}$

### b. Vérification de l'assemblage soumis simultanément au cisaillement et à la traction

Selon (EC3- 6.6)

Il faut vérifier que :  $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$

$$F_{v,Sd} = \frac{N}{P n} = \frac{27.93}{1 \times 2} = 13.96 \text{ KN}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N}{n} = \frac{27.93}{2} = 13.96 \text{ KN}$$

Résistance d'un boulon à la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{Mb} = 0.9 \cdot 10^3 \cdot 115 \cdot 10^{-3} / 1.5 = 69 \text{ KN}$$

Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{m2} = 0.6 \cdot 10^3 \cdot 115 \cdot 10^{-3} / 1.25 = 55.2 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = \frac{13.96}{55,2} + \frac{13.96}{1,4 \cdot 69} = 0,39 \leq 1$$

**Condition vérifiée**

### c. Vérification a la pression diamétrale :

il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_B$

on a :  $F_{v,Sd} = 13.96 \text{ KN}$

$$F_B = 2.5 \times \alpha \times d \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = [0.88; 1.52; 1] = 0.88 \rightarrow F_B = 88.70 \text{ KN}$$

D'où :  $F_{v,sd} = 13.96 \text{ KN} < F_B = 88.70 \text{ KN}$

**Condition vérifiée**

### VIII.8. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités)

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$N_{t,sd} = 42.63 \text{ KN}$ . (Traction pour les diagonales de contreventement et cisaillement pour les boulons)

VIII.8.1. Assemblage gousset-nœud du portique

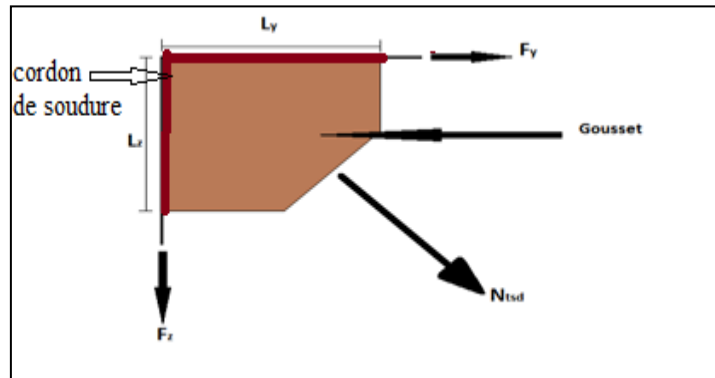


Figure VIII. 7. Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VII. 6. Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t, sd} = 42.63 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$  ; donc on prend : **e = 8mm.**

**a) Pré dimensionnement de la gorge de soudure : Eurocod3 Art 6.6.5.1**

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.

$t_{\max} = 8 \text{ mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8\text{mm} = 5\text{mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \dots\dots\dots (I)$$

**EC03 chapitre6 et annexe M**

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$t_{g\alpha} = \frac{4.5}{5} \Rightarrow \alpha = 41.98^\circ$$

Donc:

$$F_y = N_{sd} \times \cos\alpha = 42.63 \times \cos 41.98 = 31.69 \text{ KN}$$

$$F_z = N_{sd} \times \sin\alpha = 42.63 \times \sin 41.98 = 28.51 \text{ KN}$$

A partir d l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 1.9 \text{ cm} \\ L_z \geq 2.85 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 1.5 \text{ cm} \\ L_z = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

### VIII.8.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **ordinaires** de **classe 6.8** et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

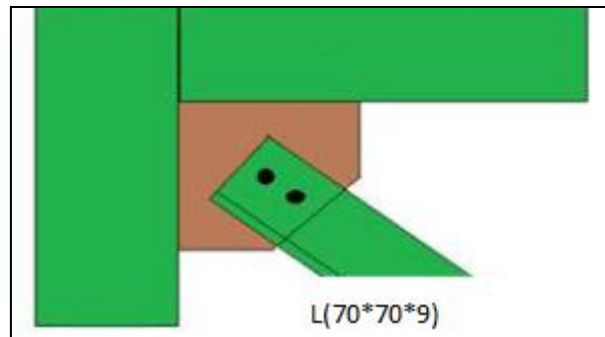


Figure VIII. 8. Assemblage diagonale de palée sur gousset.

#### a) Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p}$$

Avec : **p** : nombre de plan de cisaillement.

$$F_{v,sd} = \frac{42.63}{2 \times 1} = 21.31 \text{ KN}$$

#### b) Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_S \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{Mb}}{0.5 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_S \geq \frac{21.31 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600} = 88.81 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(14)** avec  **$A_S = 115 \text{ mm}^2$** .

#### c) Disposition géométrique :

Profilés : L (70\*70\*5), t = 5 mm.

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm} \\ 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 70 \text{ mm} \\ 27 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

On prend :  $e_1 = 50 \text{ mm}$  et  $p_1 = 60 \text{ mm}$ .

**d) Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 6 = 6 \text{ cm}$$

$$15d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

$$L = 60 \text{ mm} < 15d = 240 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

**e) Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} \quad \text{D'où :}$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left( \frac{50}{54}, \frac{60}{54} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 0.86$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.86 \times 1.4 \times 0.5 \times \frac{60}{1.25} = 72.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 35.56 \leq F_{b,rd} = 72.24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

**VIII.8.3. Assemblage palée en croix de saint André**

**a) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

Pour les classes de qualité 6.8.

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times 115 \times \frac{600 \times 10^{-3}}{1.25} = 27.6 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 21.13 \leq F_{v,rd} = 27.6 \text{ KN}$ .....**vérifiée.**

**b) Vérification à la traction :**

La résistance en traction des boulons ordinaires vaut :

$$F_{t,rd} = 0.9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

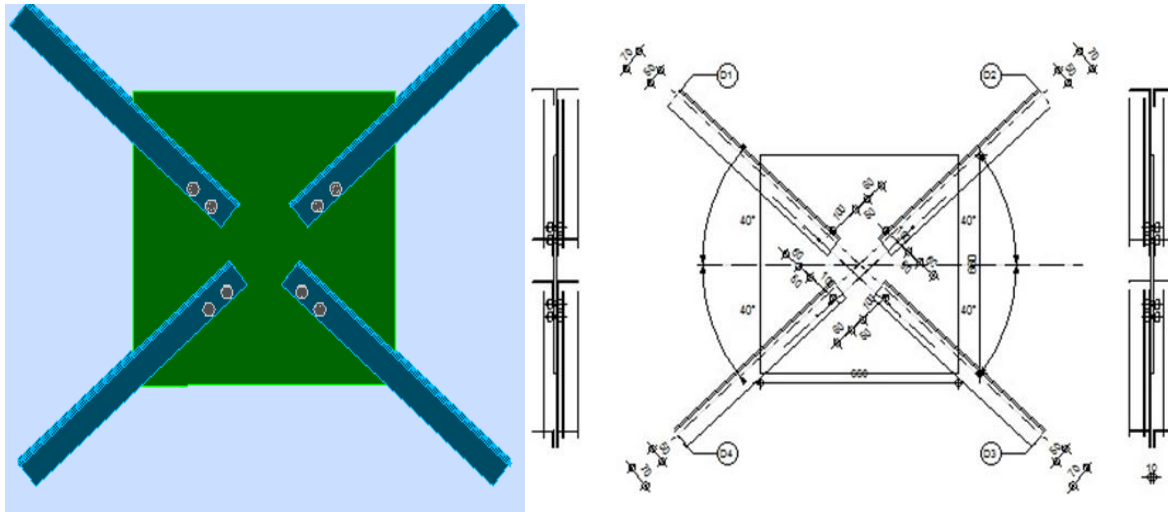
La vérification à faire est :

$$N_{sd} \leq F_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 42.63 \cos(41.98) / (2 \times 2) = 7.92 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times 115 \times \frac{600 \times 10^{-3}}{1.5} = 49.68 \text{ KN.}$$

$N_{sd} = 7.92 \text{ KN} < F_{t,rd} = 49.68 \text{ KN}$ .....**Vérifiée**



**Figure VIII. 9.** Représentation de l'assemblage palée de stabilités.



## VIII.9. Assemblage des éléments de la Poutre au vent

### VIII.9.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

On a des diagonales : **2L (70\*70\*5)**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Dans ce cas, il convient de vérifier :

- d'une part, la résistance au cisaillement des boulons.
- d'autre part, la résistance à la pression diamétrale.

**N = 71.12 KN.**

#### a) Vérification au cisaillement :

On utilise des boulons **M14** de **classe 6.8** de section  $A_s = 157 \text{ mm}^2$ . Soumis au cisaillement d'où la vérification à faire est :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 115 \times \frac{600 \times 10^{-3}}{1.25} = 27.6 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{v,sd}}{n \times p} \leq F_{v,rd} \rightarrow n \geq \frac{N_{sd}}{F_{v,rd} \times p}$$

$$n \geq \frac{35.56 \times 1}{27.6} = 1.28$$

On prend **n = 2** boulons pour chaque cornière.

$$F_{v,sd} = \frac{35.56}{2 \times 1} = 17.78 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 17.78 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 27.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### b) Disposition des boulons :

Cornières L70×70×5 :

t = 5 mm.

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm.}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 22.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 60 \text{ mm.}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 70 \text{ mm.}$$

On choisit :

$$e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm.}$$

## c) Vérifications supplémentaires :

## • Vérification de l'assemblage trop long :

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 6 = 6 \text{ cm}$$

$$15d = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

$$L = 60 \text{ mm} < 15 d = 210 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas trop long.

## • Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{45}, \frac{60}{45} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1\right) = 1$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 1 \times 14 \times 5 \times \frac{600 \times 10^{-3}}{1.25} = 44.35 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 2.74 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 44.35 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Pas

de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

## VIII.9.2. Dimensionnement du cordon de soudure

## a) La gorge de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 \text{ mm}$$

On prend  $a = 3.5 \text{ mm}$

**b) Les longueurs de soudures :**

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

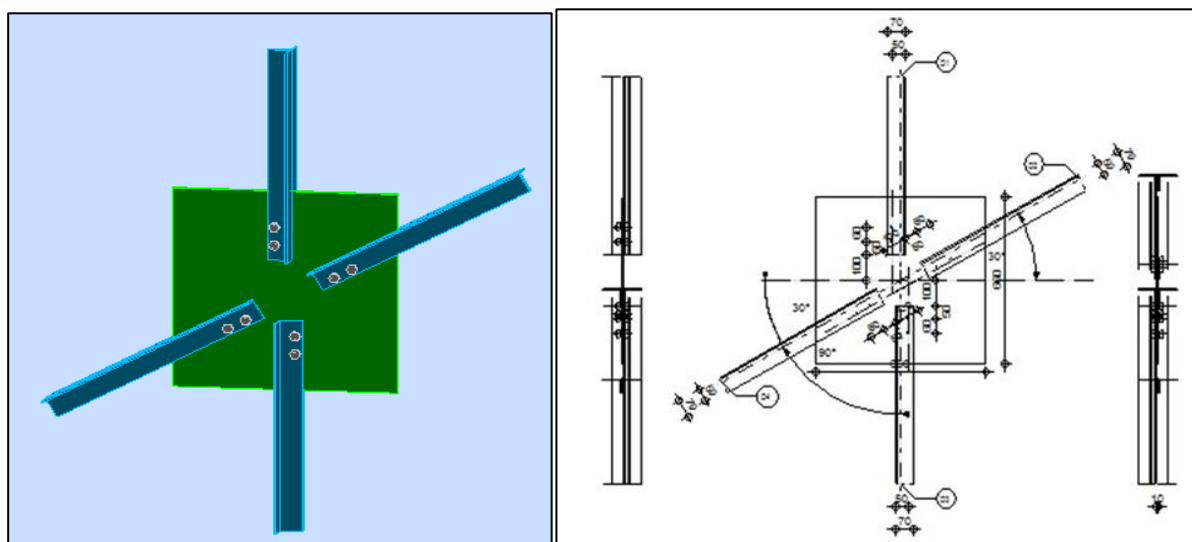
$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

**EC3 Art 6.6.5.3**

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

**Tableau VIII. 4.** Dimension des cordons de soudure.

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L talon (cm)	L bord (cm)	
Diagonale de la poutre au vent	2L (70×70×5)	5.09	1.91	1.2	1	3.5



**Figure VIII. 10.** Représentation de l'assemblage poutre au vent.

## VIII.10. Calcul de Pied de poteau

### 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.

### VIII.10.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction simple le plus défavorable

$N_t = 143.93 \text{ KN}$  et un moment  $M_y = 120.82 \text{ KN.m}$

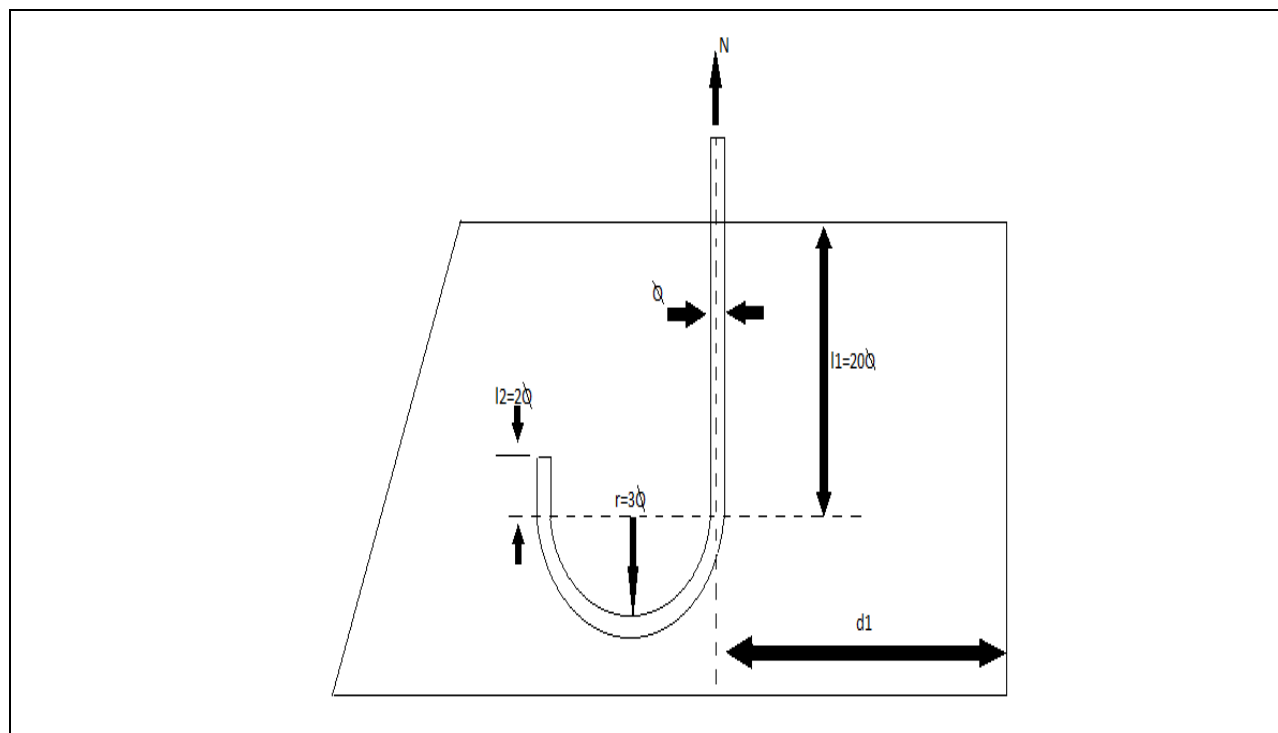


Figure VIII. 11. Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section HE260  $\Rightarrow h = 260 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend :  $c = 100 \text{ mm}$

D'où :  $a = h + 2c = 260 + 2 \times 100 = 460 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 260 + 2 \times 100 = 460 \text{ mm}$

a et b sont les dimension de la semelle.

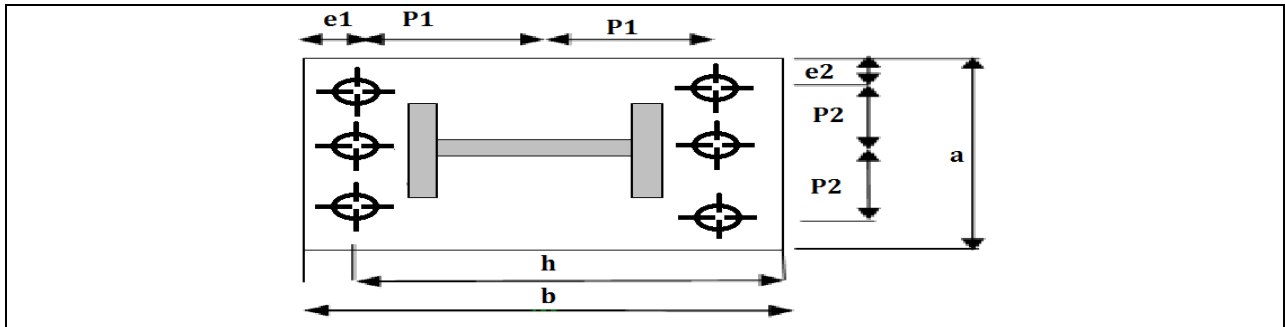


Figure VIII. 12. Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_t$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 8 tiges :

$$\frac{N_t}{8} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{1 \cdot N_t}{2 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{1 \cdot 143,93}{3,14 \cdot 2 \cdot 23,5}} = 0,98 \text{ cm}$$

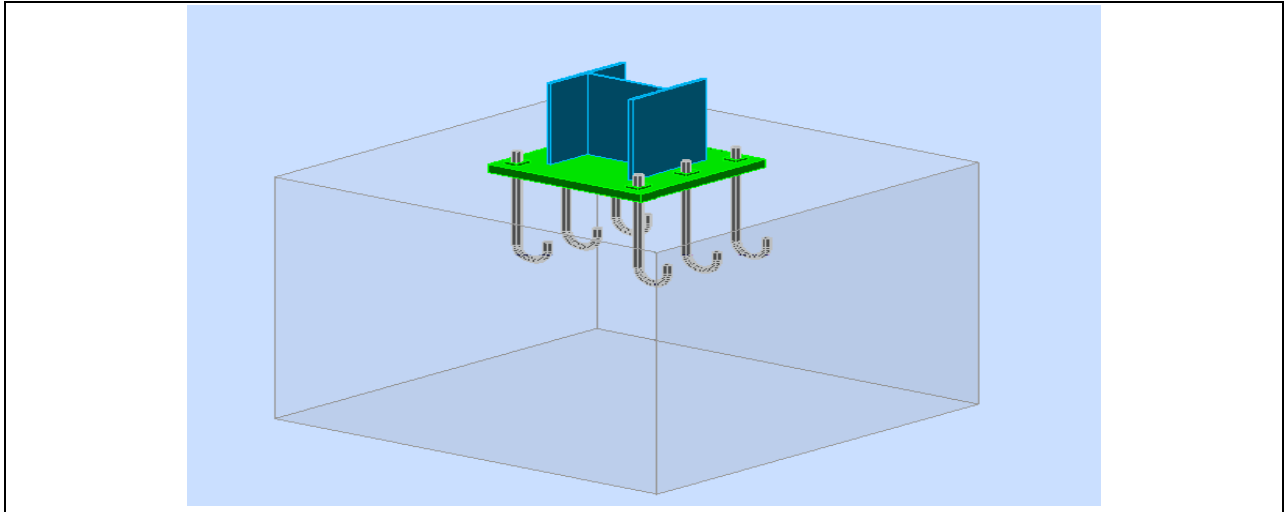


Figure VIII. 13. Disposition des tiges d'encrages.

Donc on prend :  $\phi = 2.4 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **24 mm** de diamètre.

**a) Vérification de la tige d'ancrage :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$ : Le dosage en ciment =  $350 \text{ Kg/m}^3$

$$r = 7.2 \text{ cm}$$

$$l_1 = 48 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4.8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2.4}{\left( 1 + \frac{2.4}{5} \right)^2} (48 + 6,4 \times 8 + 3,5 \times 4.8) = 43.85 \text{ KN}$$

$$N_a = 43.85 \text{ KN} > \frac{N_t}{6} = 15.85 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{120.82 \times 10^3}{143.93} = 839.44 \text{ mm}$$

$$e = 839.44 > \frac{D}{6} = \frac{41}{6} = 6.83$$

Donc le centre de poussée se trouve hors le tiers central de la section, tous les boulons sont sollicités à la compression.

$$A = 3 \times \pi \times R^2 = 37.68 \text{ cm}^2; (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau}).$$

$$h = h_p + d_1 + \frac{d_1}{2} = 42.25 \text{ cm}.$$

$$l = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 110.69 \text{ cm}.$$

$$b = 2 \times d_1 + h_p = 49 \text{ cm}.$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \times (l - h) \times h'^2 + 90 \times A \times \frac{1}{b} \times h' - 90 \times A \times \frac{1}{b} \times h = 0$$

$$h' = 3.58 \text{ cm}$$

**b-1) Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 14393 \times 1106.9}{490 \times 358 \left( 422.5 - \frac{358}{3} \right)} = 5.99 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

**b-2) Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{143930}{3768} \cdot \frac{1106.9 - 422.5 + \frac{358}{3}}{\left(422.5 - \frac{358}{3}\right)} = 180.46 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée .}$$

**VIII.10.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine****a) Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :



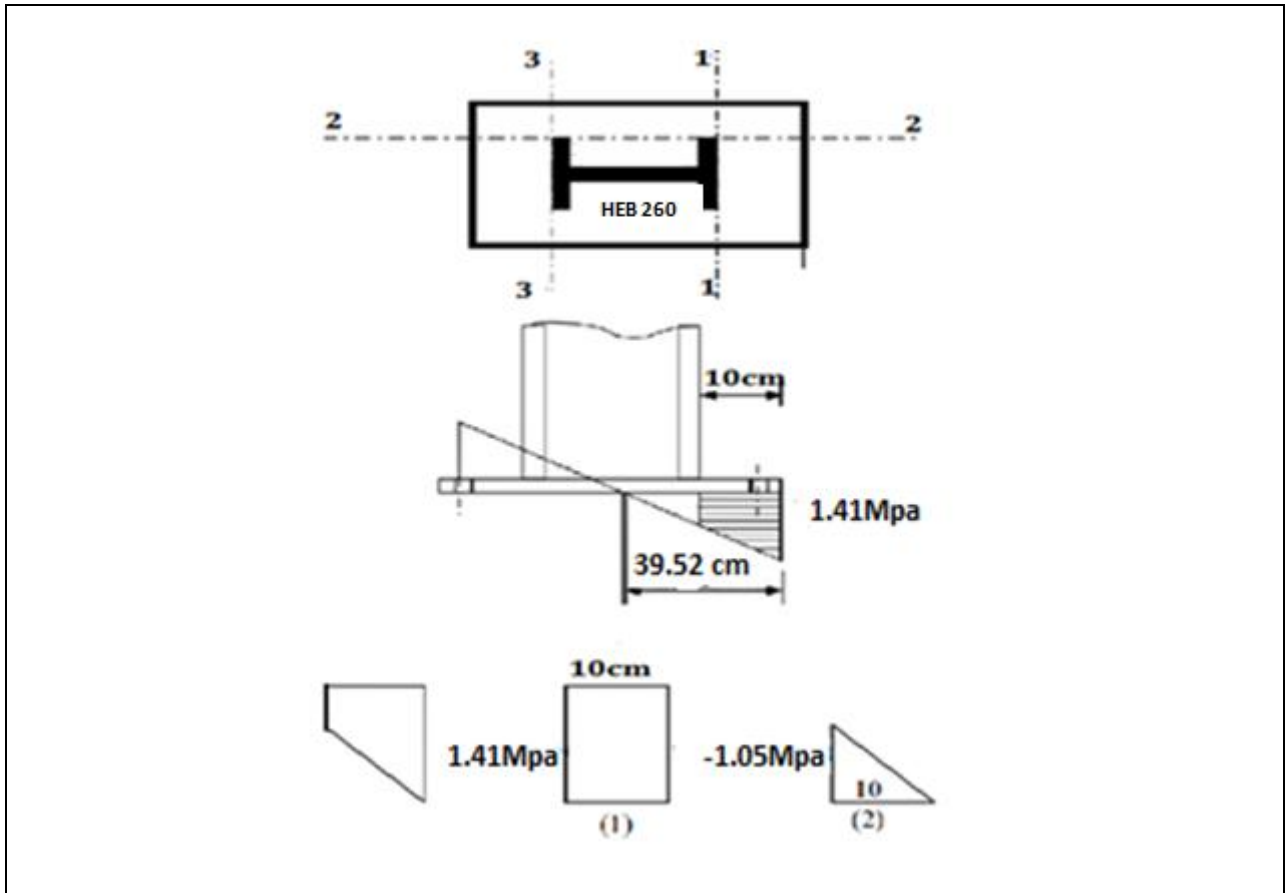


Figure VIII. 14. Vérification de la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times dl \times \frac{d1}{2}$$

$$M_1 = 5.99 \times 15 \times 7.5 \times 10^{-3} = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 15 \times \frac{4.86}{2} \right) \frac{2 \times 15}{3} \times 10^{-3} = 0.36 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.31 \text{ KN.m}$$

• Le module d'inertie de la platine pour  $b = 1 \text{ cm}$

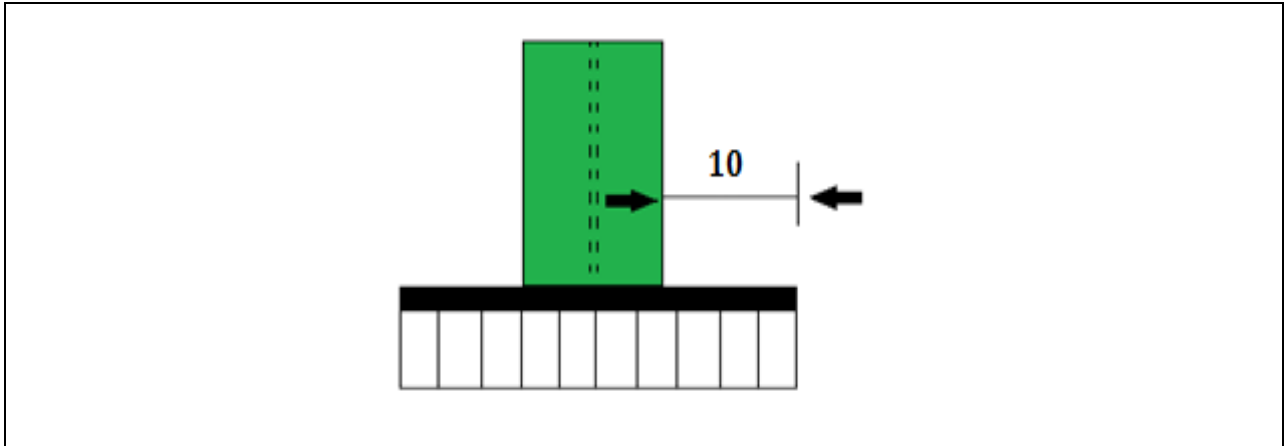
$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$t \geq \sqrt{\frac{0.31 \times 6}{23.5}} = 0.23$$

$$t \geq 0.23 \text{ cm}$$

**b) Vérification de la section 2-2 :**



**Figure VIII. 15.** Vérification de la section 2-2.

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_1 = M_2 = 0.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.07 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.33 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.33 \text{ cm}$$

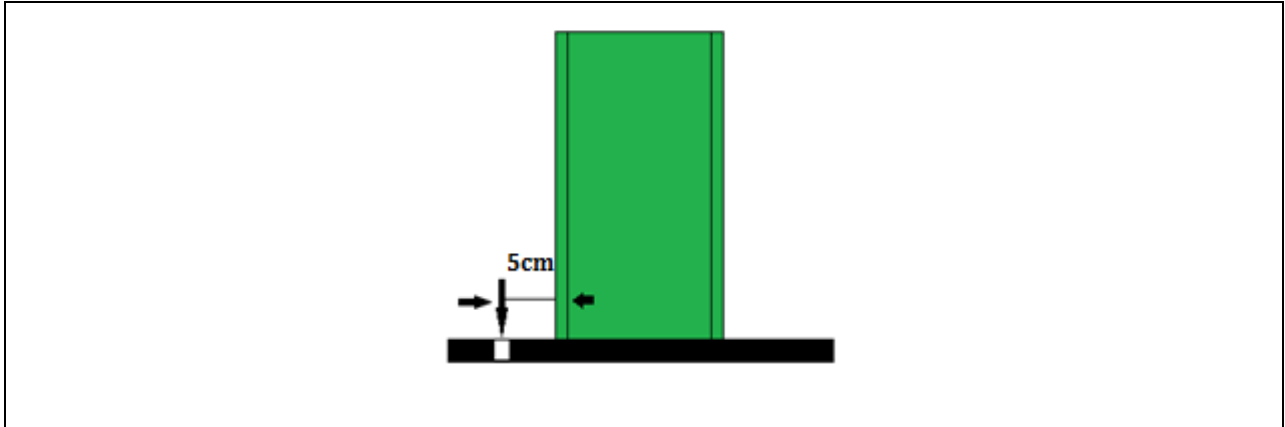
**c) Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 9.42 \times 70.09 \times 10^{-1} = 66.02 \text{ Kn.m}$$

$$M = 0.1 \times 66.02 = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50r^2}{6}$$



**Figure VIII. 16.** Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.60 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.60}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.18 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 1 cm.**

### VIII.11. Calcul de Pied de potelet

Même calcul avec les pieds de poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 29.10 \text{ KN.}$$

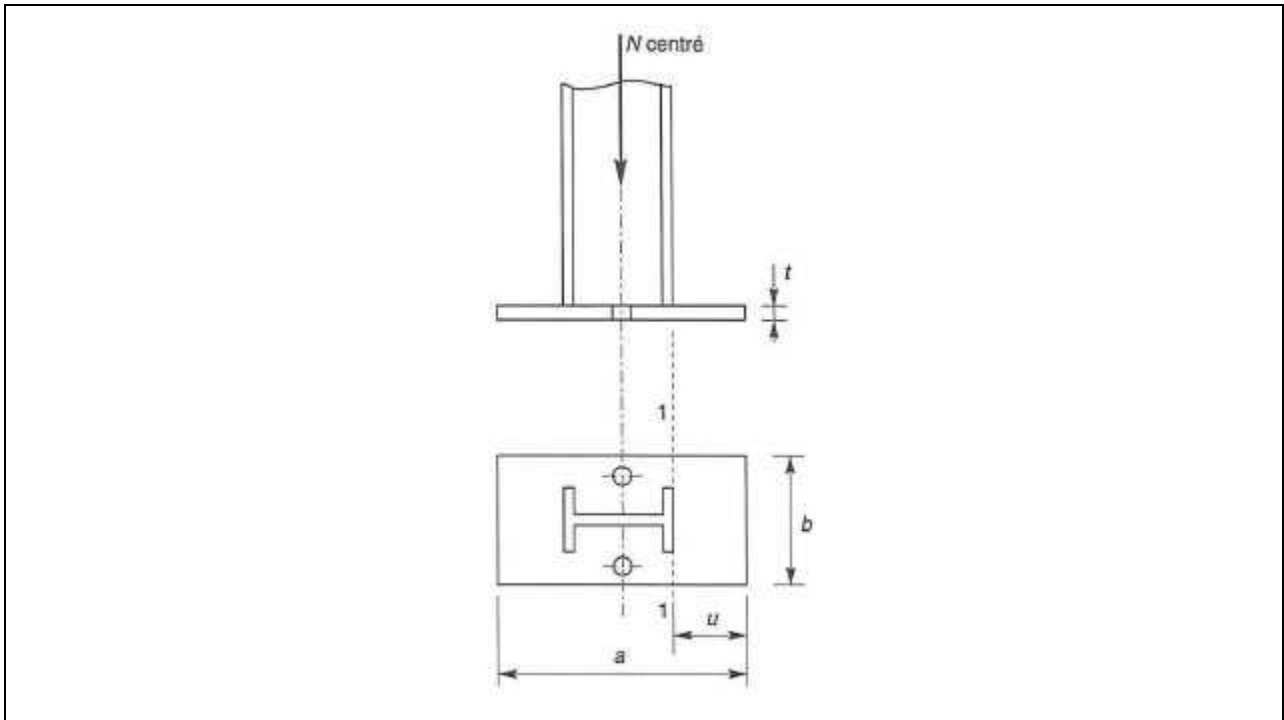


Figure VIII. 17. Pied de poteau articulé.

$h$  : la hauteur de la section HEA220  $\Rightarrow h = 210 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend :  $c = 100 \text{ mm}$

D'où :  $a = h + 2c = 230 + 2 \times 100 = 430 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 220 + 2 \times 150 = 420 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_t$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

$n$  : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{29.10}{3.14 \cdot 23.5}} = 0.62 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $\phi = 1.4 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **14 mm** de diamètre.

### VIII.11.1. Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante : selon (CCM97)

$$N_a = 0.1 \cdot \left( 1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2)$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$ : Le dosage en ciment =  $350 \text{ Kg/m}^3$

$$r = 4.2 \text{ cm}$$

$$l_1 = 28 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2.8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 15 \text{ cm}$$

$$N_a = 28.57 \text{ KN} > \frac{N_t}{2} = 14.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{74.2}{46.26} = 160.3 \text{ cm}$$

$$e = 160.3 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{37}{2} = 18.5 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 1.538 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de la tige à gauche du poteau})$$

$$l = 54.75 \text{ cm}$$

$$h = 43.5 \text{ cm}$$

$$b = 51 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h' = 10.52 \text{ cm}$$

**a) Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 46260 \times 547.5}{510 \times 105.2 \left( 435 - \frac{105.2}{3} \right)} = 2.35 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

**b) Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{46260}{153.8} \cdot \frac{547.5 - 435 + \frac{105.2}{3}}{\left( 435 - \frac{105.2}{3} \right)} = 11.09 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

### VIII.11.1. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

• **Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2.35 \times 15 \times 7.5 \times 10^{-3} = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(15 \times \frac{1.04}{2}\right) \frac{2 \times 15}{3} \times 10^{-3} = 0.078 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.088 \text{KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou  $b = 1\text{cm}$  la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.088 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.49 \text{cm}$$

$$t \geq 1.49 \text{cm}$$

• **Vérification de la section 2-2 :**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 4 \times 15 \times \frac{15}{2} \times 10^{-3} = 0.225 \text{KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.225 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 2.39 \text{cm}$$

$$t \geq 2.39 \text{cm}$$

• **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 153.8 \times 6.98 \times 10^{-1} = 18.37 \text{KN.m}$$

$$M = 0.1 \times 18.37 = 1.83 \text{KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.9 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.83}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.1 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 1 cm.**



## **CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure.**

## Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

### IX.1. Introduction

Un ouvrage quelque soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

#### ✓ **Choix du type de fondation :**

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.

La contrainte admissible de notre sol site  $S_3$  est :  $\sigma_{sol} = 0.75$  bars

La profondeur d'ancrage :  $D = 2,00$  m

### IX.2. Calcul des fondations

#### IX.2.1. Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol  $q_u$  d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau IX. 1. Les sollicitations à la base des poteaux HEB260.

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+EX	1.35(G+Q+W)
$N^{\max}$ (KN)	136.78	143.93	86.03
$M_y$ (KN.m)	94.32	120.82	0.13
$M_x$ (KN.m)	1.28	0.18	106.61
$V_y$ (KN)	18.79	29.43	21.80
$V_x$ (KN)	56.91	72.36	51.67

### IX.2.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h*b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $H*B$ ).

$h$  et  $b$  : dimension du poteau considéré. (HEB260)

$H$  et  $B$  : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $d + c$  ; avec  $c = 5$  cm. (Béton de propreté)

$d$  : hauteur utile de la semelle est donnée par.

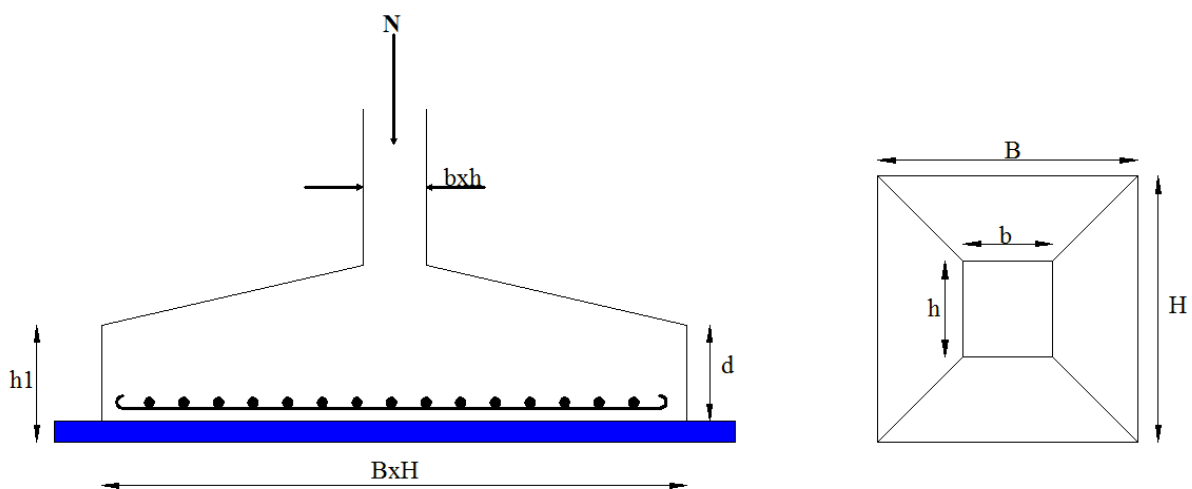


Figure IX. 1. Dimension de la semelle.

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91- Ch 15.III - Art 1.2})$$

**a) Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$h = b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{B}{H} \rightarrow H = B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastés. ( voir chapitre 08 calcul des assemblages- pieds de poteau).

**IX.2.3. Dimensionnement de la semelle**

- **Situation accidentelle :**

$$\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left( \frac{h \times B}{b} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 0.91H + 3.77 \leq 0 \rightarrow H = 1.75 \text{ m}$$

Soit **B= 1,80 m** et **H = 1.80 m**

- **Situation durable :**

$$\sigma_M \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left( \frac{h \times B}{b} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 1,44H + 7,26 \leq 0 \rightarrow H = 2,18m$$

$$H=B=2,2m$$

On choisit pour toutes les semelles **B=2.2m et H =2.2m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H - h}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right. \rightarrow d = \frac{2,2 - 0,5}{4} = 0,425m$$

Soit d=45cm

$$h_1 = d + c = h_1 = d + c = 45 + 5 = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,00 - 0,50 = \mathbf{1,50 \text{ m}}$$

✓ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 2,2 \times 2,2 \times 0,50 \times 25 = 60,5 \text{ KN}$$

#### IX.2.4. Vérification des contraintes

$$\text{sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens } H \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 75 = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 75 = 99,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

**Tableau IX. 2. Vérification des contraintes dans le sol.**

Cas de chargement		Sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0.68	0.80<1.5	-0,24	0.54< 1.5
		Sens B	0.68	0.80<1.5	-0,24	0.54< 1.5
Situation Durable	ELU	Sens H	0,83	0.97<0.9975	-0.37	0.635< 0.9975
		Sens B	0.83	0.97<0.9975	-0.37	0.635< 0.9975
	ELS	Sens H	0,83	0.71<0.9975	-0.27	0,46< 0.9975
		Sens B	0,83	0.71<0.9975	-0.27	0,46< 0.9975

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 2.2m et H =2.2m

- **Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)**

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \frac{B}{4} = \frac{H}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \rightarrow \text{sens B et H}$$

sens B et H : e<sub>0</sub> = 0.68m > 0.55m → Non vérifiée

D'où :

$$e_0 = 0.68m \leq \frac{B}{4} \rightarrow B \geq 0.68 \times 4 = 2.72m$$

Soit : B=H= 2.75m ; d= 60 cm ; h<sub>1</sub>=65 cm ; l<sub>1</sub>=1.35m

### IX.2.5. Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}H$$

**a) Situation accidentelle:**

• **Armatures parallèles à  $H=B=2.75m$ :**

$$e_0 = 0.68 > \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.68 > \frac{2.75}{24} = 0.11$$

⇒ Calcul de  $M_1$

$$M_1 = (4 \times 2.75 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.68) \left( \frac{\frac{2.75}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.75}{2} - 0.68} \right)^2 \frac{136.78}{27}$$

$$M_1 = 75.96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.54$$

$$A_s = \frac{75.96 \times 10^{-3}}{0.54 \times 400} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.51 \text{ cm}^2$$

**b) Situation durable :**

• **A l'E.L.U :**

✓ **Armatures parallèles à H=B=2.75m:**

$$e_0 = 0.83 > \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.83 > \frac{2.75}{24} = 0.11$$

⇒ Calcul de  $M_1$

$$M_1 = (4 \times 2.75 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.83) \left( \frac{\frac{2.75}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.75}{2} - 0.83} \right)^2 \frac{143.93}{27}$$

$$M_1 = 43.18 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.54$$

$$A_s = \frac{43.18 \times 10^{-3}}{0.54 \times 400} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$

• **A l'E.L.S:**

✓ **Armatures parallèles à H=B=2.75m :**

$$e_0 = 0.83 > \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.83 > \frac{2.75}{24} = 0.11$$

⇒ Calcul de  $M_1$

$$M_1 = (4 \times 2.75 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.83) \left( \frac{\frac{2.75}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.75}{2} - 0.83} \right)^2 \frac{106.61}{27}$$

$$M_1 = 31.96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.54$$

$$A_s = \frac{31.96 \times 10^{-3}}{0.54 \times 400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**



$$\text{Min } A_B = \text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = M_{\text{min}} A_B = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 65 = 15.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = \text{Min } A_H = 15.69 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : (  $l_s > H/4$  sens H et  $l_s > B/4$  sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

**Suivant H et B :**

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 68.75 \text{ cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, sans crochets suivant les deux sens.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau IX. 3.** Les armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Nombre De barre	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$l_s$ (cm)	$S_t$ (cm)
		ELU	ELS					
$A_s(H) = A_s(B)$	3.51	2.00	1.47	15.69	3HA12+8HA14	15.71	50	25

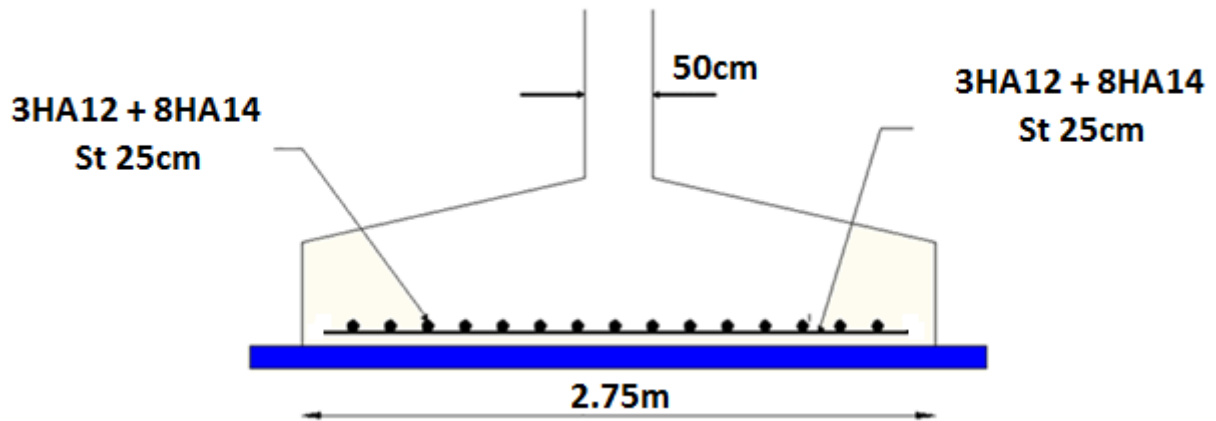


Figure IX. 2. Schéma de ferrailage de la semelle.

### IX.2.6. Dimensionnement de la semelle de potelet

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } Lp = 41\text{cm} \text{ et } Bp = 42\text{cm}$$

$$S = 41 \times 42 = 1722\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 46.27\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{41}{42} = 0.97 \rightarrow A = 0.97B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{46270}{0.97 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0.075\text{MPa}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{46270}{0.075 \times 0.97}} = 79.75\text{cm}$$

$$\text{Soit } B = 80\text{cm}, \text{ d'où : } A = 77.6\text{cm}$$

$$\text{Soit } A = 80\text{cm}$$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A - a)}{4} = \frac{80 - 41}{4} = 9.75\text{cm} \\ \frac{(B - b)}{4} = \frac{80 - 42}{4} = 9.5\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend  $d = 25\text{cm}$

- **L'enrobage :**

$$c = 5\text{cm} \rightarrow h_t = d + c = 30\text{cm}$$

$$\text{on a : } \frac{h_t}{3} \leq h_t \leq \frac{h_t}{2} \rightarrow 10\text{cm} \leq h_t \leq 15\text{cm}$$

Soit  $h_p=15\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{avec: } N_t = N_{sd} + 1.35Ps$$

$Ps$  : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{KN/m}^3$$

$$P_s = 30 \times 0.8 \times 0.8 \times 0.25 = 4.8\text{KN}$$

$$N_t = 46.27 + (1.35 \times 4.8) = 52.75\text{KN}$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{52750}{800^2} = 0.082\text{MPa} > \sigma_{sol} = 0.075\text{MPa}$$

On augmente la section de la semelle :  $A=85\text{cm}$  et  $B=85\text{cm}$

$$\sigma_c = \frac{52750}{850^2} = 0.073\text{MPa} > \sigma_{sol} = 0.075\text{MPa}$$

### IX.2.7. Calcul des armatures

$$F_X = F_Y = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{52,75(85-41)}{8 \times 25} = 11.605 \text{ KN}$$

$$\frac{F_X}{\bar{\sigma}_s} = A_X = \frac{11605}{\frac{400}{1.15}} = 0.25\text{cm}^2 \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{Xmin} = A_{Ymin} > A_X = A_Y \rightarrow A_X = A_Y = A_{min} = 4.31\text{cm}^2$$

$$A_{S//A} = A_{S//B}, \text{ on prend } 4\phi 12 = 4,52\text{cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm entre deux barres

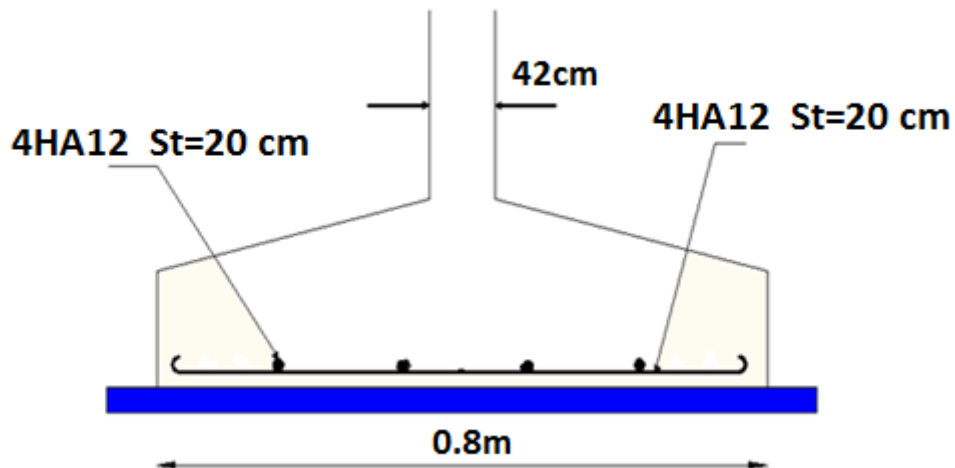


Figure IX. 3. Schéma de la semelle de potelet.

### IX.3. Calcul des longrines

#### IX.3.1. Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### IX.3.2. Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont 25 cm x 30 cm : sites de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

30 cm x 30 cm : sites de catégorie  $S_4$

#### IX.3.3. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 12 \text{ (zone II}_a, \text{ site } S_3)$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{143.93}{12} \right) = 11.99 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{106.61}{12} \right) = 8.88 \text{ KN}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_p = 6 \times 0.05 \times 25 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{exp} = 6 \times 6 \times 5.91 = 212.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{106.61}{6} + 7.5 + 212.76 = 238.02 \text{ KN/ml}$$

$P_p$  : poids du radier

La plus grande portée est :  $l=5.91\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{591}{200} = 2.95 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 27.655 \times 591^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times I} < 2.95 \text{ cm} \quad d'ou : I \geq 610324.55 \text{ cm}^4$$

On opte pour une section de  $(55\text{cm} \times 45\text{cm})$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = \frac{N_l}{\sigma_s}$$

$$\rightarrow A_s = \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{348} \right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\% \times 45 \times 55$$

$$A_{min} = 14.85 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA14**, avec  $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow A_s = \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{45 \times 55 \times 2.1}{400} = 12.99 \text{ cm}^2$$

$$12.99 \text{ cm}^2 < 15.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à :  $\min [20 \text{ cm}, 15\Phi]$

$$S_t < \min [20\text{cm}, 15 \times 1, 2] = 18\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

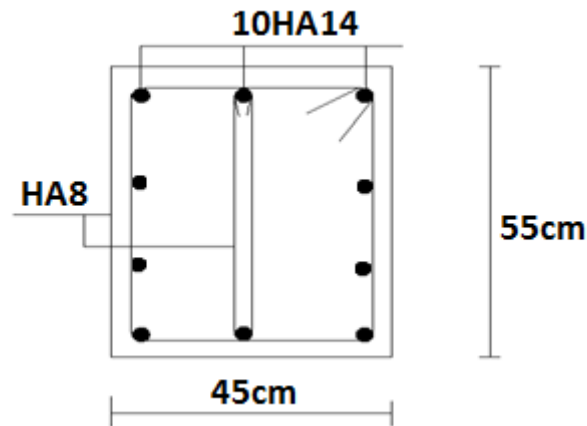


Figure IX. 4. Schéma de ferrailage des longrines.

#### IX.4. Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à  $D=2m$  ; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $(50*50) cm^2$ .

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

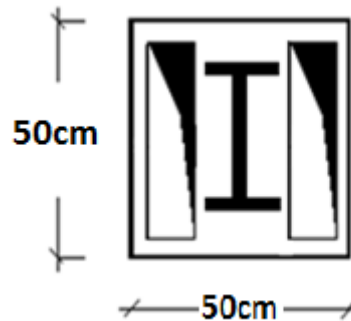


Figure IX. 5. Section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 143.93 \text{ KN} \\ M_u = 120.82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{120.82}{143.93} = 0.83m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08m$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$ .

- **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \rightarrow M_{ua} = 143.93 \left( 0.83 + \left( 0.6 - \frac{0.5}{2} \right) \right)$$

$$M_{ua} = 169.83 \text{ KN.m}^2$$

- **Calcul de  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{169.83}{560 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.066 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul de  $A$  :**

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \text{ avec : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.08$$

$$z = 60(1 - 0.4 \times 0.08) = 58.08 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{169.83 \times 10^6}{58.08 \times 348} = 840.25$$

$$\text{Donc : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 840.25 - \frac{143.93 \times 10^3}{348} = 3.90 \text{ cm}^2$$

- **Calcula de  $A_{min}$  :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 500 \times 600 \times \frac{2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

→ On ferraille avec  $A_s$

Le choix de la section est :

$$A_{s,min} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

❖ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

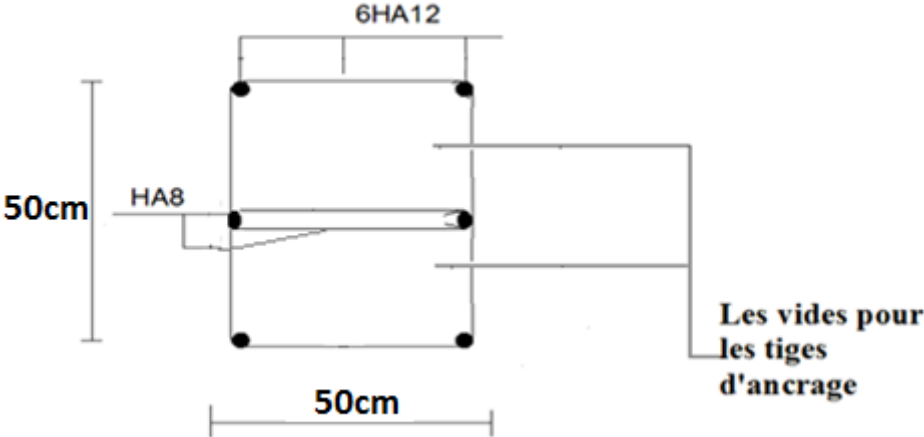


Figure IX. 6. Schéma de ferrailage des futs.



# **CHAPITRE X : Stabilité d'ensemble.**

## Chapitre X : Stabilité d'ensemble

### X.1. Introduction

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$\Sigma$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq \Sigma$  moments renversants.

$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$

### IX.2. Détermination des moments renversants ( $M_R$ )

#### IX.2 1. Cas du vent

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (**Fwe h**)
- Une composante verticale (**Fwe v**)

a) Vent perpendiculaire au PIGNON V1 :

Forces extérieures :  $F_{we} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

Tableau X. 1. Forces extérieures sens VI.

zone	Fwe <sub>H</sub> (KN)	Fwe <sub>V</sub> (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
<b>D</b>	118.06	0	11.82	0	4.75
<b>E</b>	- 44.27	0	11.82	34	4.75
<b>F<sub>1</sub></b>	0	-12.22	2.51	1	9.55
<b>F<sub>2</sub></b>	0	-12.22	21.12	1	9.55
<b>G<sub>1</sub></b>	0	-11.015	8.42	1	9.89
<b>G<sub>2</sub></b>	0	-11.015	15.22	1	9.89
<b>H<sub>1</sub></b>	0	-44.725	5.91	6.03	9.77
<b>H<sub>2</sub></b>	0	-44.725	17.73	6.03	9.77
<b>I<sub>1</sub></b>	0	-38.065	5.91	22.02	9.77
<b>I<sub>2</sub></b>	0	-38.065	17.73	22.02	9.77

<b>F<sub>r</sub> (toi)</b>	-	-	-	-	-
<b>F<sub>r</sub> (par)</b>	-	-	-	-	-
	<b>FweH=</b> <b>73.79</b>	-	<b>11.82</b>	<b>-20.39</b>	<b>4.75</b>
	-	<b>FweV=-</b> <b>212.06</b>	<b>10.70</b>	<b>10.66</b>	<b>9.75</b>

Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

Tableau X. 2. Forces intérieures sens VI.

zone	Fwi <sub>H</sub> (KN)	Fwi <sub>V</sub> (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
<b>D</b>	-45.75	0	11.82	0	4.75
<b>E</b>	-45.75	0	11.82	34	4.75
<b>F<sub>1</sub></b>	0	-2.105	2.51	1	9.55
<b>F<sub>2</sub></b>	0	-2.105	21.12	1	9.55
<b>G<sub>1</sub></b>	0	-2.85	8.42	1	9.89
<b>G<sub>2</sub></b>		-2.85	15.22	1	9.89
<b>H<sub>1</sub></b>	0	-19.80	5.91	6.03	9.77
<b>H<sub>2</sub></b>		-19.80	17.73	6.03	9.77
<b>I<sub>1</sub></b>	0	-59	5.91	22.02	9.77
<b>I<sub>2</sub></b>		-59	17.73	22.02	9.77
<b>F<sub>r</sub> (toi)</b>					
<b>F<sub>r</sub> (par)</b>					
	<b>FwiH=-</b> <b>91.5</b>	-	<b>11.82</b>	<b>17</b>	<b>4.75</b>
	-	<b>FwiV= -</b> <b>167.53</b>	<b>11.81</b>	<b>17</b>	<b>9.76</b>

**La force résultante:****Tableau X. 3.** La force  $F_w$  résultante cas VI

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
$F_{w,e}$	73.79	0	<b>11.82</b>	<b>-20.39</b>	<b>4.75</b>
$F_{w,e}$	0	-212.06	<b>10.70</b>	<b>10.66</b>	<b>9.75</b>
$F_{w,i}$	-91.5	0	<b>11.82</b>	<b>17</b>	<b>4.75</b>
$F_{w,i}$	0	-167.53	<b>11.81</b>	<b>17</b>	<b>9.76</b>
$F_{fr(p.v)}$	0	0	-	-	-
$F_{fr(toiture)}$	0	0	-	-	-
<b>Résultante <math>F_{wH}</math></b>	-17.71	0	11.82	17.278	4.75
<b>Résultante <math>F_{wV}</math></b>	0	-379.55	11.19	13.45	9.75

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$M_{R/XX}$ : moment renversant par rapport à l'axe XX

$M_{R/YY}$ : moment renversant par rapport à l'axe YY

$$M_{R/XX} = F_v \cdot Y_v = -379.55 \cdot 13.45 = -5104.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = F_h \cdot X_h = -17.71 \cdot 11.82 = -209.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 17$$

**Avec :**

**W=930.09 KN** : Poids totale du bâtiment.

$$M_s = 930.09 \times 17 = 15811.53 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité longitudinale est vérifiée.

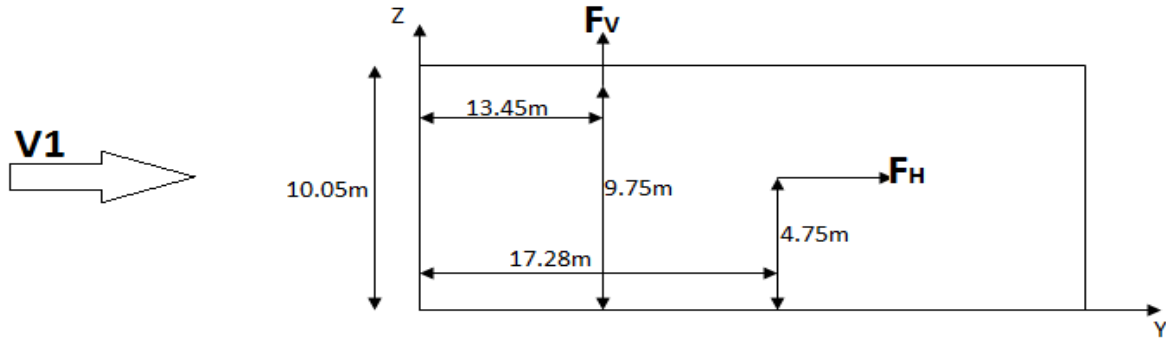


Figure X. 1. Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.

b) Vent perpendiculaire au long pan sens V3 :

Forces extérieures :  $F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$

Tableau X. 4. Forces extérieures V3.

zone	FweH (KN)	FweV (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	134.62	0	17	0	4.75
E	-61.88	0	17	23.64	4.75
F <sub>1</sub>	0	-11.61	2.51	1	9.55
F <sub>2</sub>		-11.61	21.46	1	9.55
G	0	-36.89	17	1	9.55
H	0	-122.2	17	7.53	9.84
I	0	-59.01	17	16.84	9.81
F <sub>r</sub> (toi)					
F <sub>r</sub> (par)					
	<b>FweH=72.74</b>	-	<b>17</b>	<b>-20.11</b>	<b>4.75</b>
	-	<b>FweV=-241.32</b>	<b>16.51</b>	<b>8.18</b>	<b>9.76</b>

Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$

Tableau X. 5. forces intérieures sens V3.

zone	FwiH (KN)	FwiV (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	58.89	0	17	0	4.75
E	72.19	0	17	23.64	4.75

<b>F<sub>1</sub></b>	0	-2.25	2.51	1	9.55
<b>F<sub>2</sub></b>	0	-2.25	21.46	1	9.55
<b>G</b>	0	10.76	17	1	9.55
<b>H</b>	0	61.10	17	7.53	9.84
<b>I</b>	0	103.27	17	16.84	9.81
<b>F<sub>r</sub> (toi)</b>					
<b>F<sub>r</sub>(par)</b>					
	<b>FwiH=131.08</b>	<b>-</b>	<b>17</b>	<b>13.01</b>	<b>4.75</b>
	<b>-</b>	<b>Fwiv= -</b>	<b>16.87</b>	<b>12.32</b>	<b>9.79</b>
		<b>179.63</b>			

**La force résultante:****Tableau X. 6.** La force Fw résultante cas V3

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
<b>F<sub>w,e</sub></b>	72.74	0	<b>17</b>	<b>-20.11</b>	<b>4.75</b>
<b>F<sub>w,e</sub></b>	<b>0</b>	-241.32	<b>16.51</b>	<b>8.18</b>	<b>9.76</b>
<b>F<sub>w,i</sub></b>	131.08	0	<b>17</b>	<b>13.01</b>	<b>4.75</b>
<b>F<sub>w,i</sub></b>	0	-179.63	<b>16.87</b>	<b>12.32</b>	<b>9.79</b>
<b>F<sub>fr(p.v)</sub></b>	0	0	-	-	-
<b>F<sub>fr(toiture)</sub></b>	0	0	-	-	-
<b>Résultante Fw<sub>H</sub></b>	203.82	0	17	7.61	4.75
<b>Résultante Fw<sub>V</sub></b>	0	-420.95	16.66	9.94	9.77

➤ **Calcul du moment de renversement**

$M_{R/XX}$ : moment renversant par rapport à l'axe XX

$M_{R/YY}$ : moment renversant par rapport à l'axe YY

$$M_{R/XX} = F_v \cdot Y_v = -420.95 \cdot 9.94 = -4184.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = F_h \cdot X_h = 203.82 \cdot 17 = 3464.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

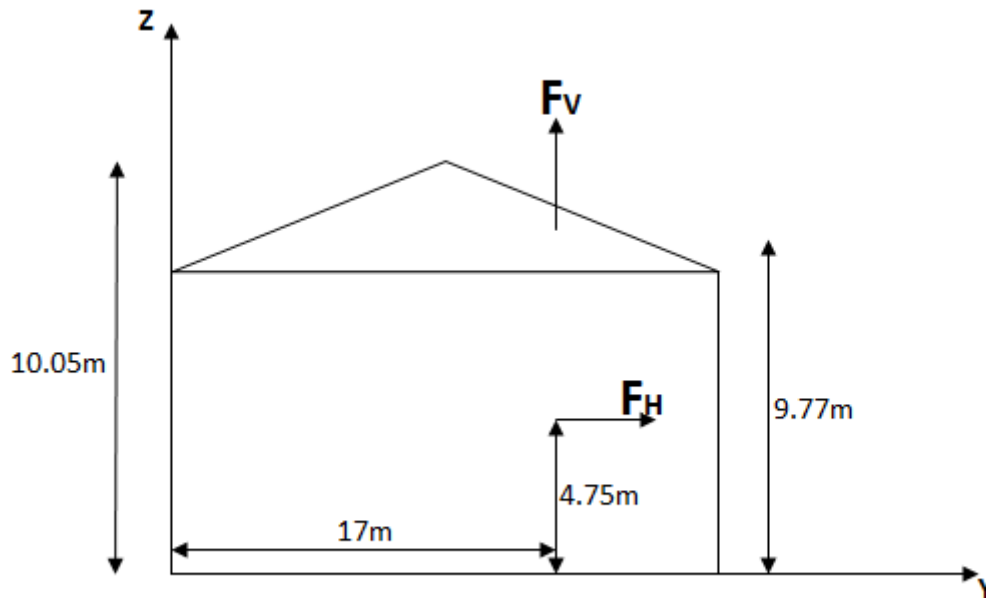
$$M_s = w \times 11.82$$

Avec :

$W \approx 930.09 \text{ KN}$  : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 930.09 \times 11.82 = 10993.66 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité longitudinale est vérifiée.



**Figure X. 2.** Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

### IX.2.2. Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

#### a) Réaction à la base :

**Tableau X. 7.** Réactions à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Réaction				
	$F_x(\text{KN})$	$F_y (\text{KN})$	$F_z(\text{KN})$	$M_{xx}(\text{KN.m})$	$M_{yy}(\text{KN.m})$
CQC	50.25	18.48	129.87	1.25	82.56

**N.B** : Vu que l'effort  $F_z$  est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

**CQC** : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

$$M_{R/xx} = 1.25 + 129.87 \times 17 = 2759.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 82.56 + 129.87 \times 11.82 = 1617.62 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :**

- Poids de la structure :

$$P_T = 930.09 \text{ KN}$$

**1) Moment résistant**

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 930.09 \times 17 = 15811.53 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 930.09 \times 11.82 = 10993.66 \text{ KN.m}$

**Tableau X. 8.** Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Cas du séisme	$M_R$ (KN.m)		$M_{st}$ (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	2759.73	1617.62	15811.53	10993.66	12649.22	8794.92

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

**Conclusion :**

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.



# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.