



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

ETUDE D'UNE SALLE DE SPORT SCOLAIRE EN CHARPENTE METALLIQUE

- Réalisé par : - BOUMARAF Bilel
- MEFTEH Adel

Membres de jury :

MENASRIA Abderrahmane MAA Président
BOUHADRA Abdelhakim MCB Examineur
KEDDOURI Ahmed MAB Examineur

Dirigé par : Melle SEKKIOU Soumia

Présenté le 27/06/2016



{ وَمَا أُوتِيْتُهُ مِنْ الْعِلْمِ إِلَّا قَلِيْلًا }

(85) الإسراء



Remerciements

Tout d'abord, " الحمد لله " » pour nous donner pour faire le travail

Nous remercions nos familles pour le soutien et les encouragements qu'ils nous ont donné

Tout d'abord, remercier Mhrvatna «Sekkiou toxique» pour le soutien, la patience, et merci aussi à tous les professeurs qui enseignent le début de l'école primaire à l'université, qui a assuré notre formation

Nous tenons également à remercier tous nos amis
Je vous remercie tous profondément

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mes frères.

Aussi, je dédie ce travail à tous mes chères amies sur tout :

Hamza ,Azzou , Ahmed ,Hakim ,Adel, Abdelaali

A mon cher binôme

Aussi a tous mes collègues du groupe : 2M GC

Bilel & adel

Sommaire

Sommaire.....	1
Liste des tableaux.....	7
Liste des figures.....	9
Notations et symbole.....	12
Résumé.....	14
Chapitre I : Introduction et présentation du sujet.....	15
I.1:Introduction	16
I.2:Présentation du sujet	17
I.2.1:Dimensions de l'ouvrage	17
I.2.2:Matériaux de construction.....	17
Chapitre I : Etude climatique.....	20
II.1. Introduction	21
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	21
II.3. Surcharges de vent	21
II.3.1. Détermination des pressions statiques dues au vent	21
II.3.1.1 Détermination du coefficient dynamique C_d	22
II.3.1.2 Détermination de la pression dynamique q_{dy}	22
II.3.1.2.1 Coefficient de rugosité $C_r(z)$	22
II.3.1.2.2 Coefficient d'exposition $C_e(z)$	22
II.3.1.2.3 Valeur de la pression dynamique.....	23
II.3.1.3 Détermination des coefficients de la pression	23
II.3.1.3.1 Vent perpendiculaire au long pan, (sens V1).....	23
II.3.1.3.2 Vent perpendiculaire au pignon, (sens V2)	25
II.3.2 Forces de frottements	28
II.3.2.1 Vent perpendiculaire au long pan, (sens V1).....	28
II.3.2.2 Vent perpendiculaire au pignon, (sens V2).....	28
II.3.2.2.1 Valeur de la pression dynamique.....	28
II.3.2.2.2 Coefficient de frottement C_{fr}	28
II.3.2.2.3 L'aire de l'élément S_{fr}	28
II.3.3 Force résultante	29
II.4 Surcharge de la neige	30
II.5 Conclusion	30
Chapitre III : Etude des éléments secondaires.....	31
III.1. Introduction	32
III.2. Calcul des pannes	32
III.2 .1. Détermination des sollicitations	32
III.2.1.1. Evaluation des charges	32
III.2.1.2. Combinaison des charges	32
III.2.2. Calcul des moments.....	33

III.2.3. Dimensionnement des pannes	34
III.2.4. Vérification	35
III.2.4.1-Vérification de la résistance	35
III.2.4.2. Vérification de la résistance au déversement	36
III.2.5. Calcul des liernes	38
III.3. Calcul des lisses de bardage.....	39
III.3.1. Evaluation des charger	39
III.3.2. Combinaison de charge	39
III.3.3. Calcul des moments	40
III.3.4. Dimensionnement de la lisse de bardage	40
III.3.5. Vérification	41
III.3.5.1. Vérification de la résistance	41
III.3.6 Calcul des liernes	41
III.4. Dimensionnement des potelets	42
III.4.1. Détermination des sollicitations	43
III.4.2. Combinaison de charge	43
II.4.3. Calcul du moment.....	43
III.4.4. Dimensionnement des potelets.....	43
III.4.5. Vérification	44
III.4.5.1 Détermination des résistances élastiques en section	44
III.4.5.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant	44
III.4.5.3. Vérification de la stabilité au flambement	44
III.5. Conclusion.....	46
Chapitre : IV Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	47
IV.1. Pré-dimensionnement des portiques	48
IV.1.1. Introduction.....	48
IV.1.2. Principe de calcul:.....	48
IV.1.3. Dimensionnement de la traverse	49
IV.1.3.1. Détermination des sollicitations	49
IV.1.3.2. Evaluation des charges	49
IV.1.3.3. Calcul des sollicitations.	51
IV.1.3.4. Combinaisons des sollicitations	51
IV.1.3.5. Dimensionnement préliminaire	52
IV.1.3.6. Vérification	53
IV.1.3.6.1. Vérification de la traverse à la traction.....	53
IV.1.3.6.2. Vérification de la traverse à l'ELS.....	53
IV.1.3.6.3. Vérification de la traverse à l'ELU	53
IV.1.3.6.3.1. Vérification de la section à la résistance	53
IV.1.3.6.3.2. Vérification de la stabilité au flambement.....	55
IV.1.3.6.3.3. Vérification de la stabilité au déversement.....	56
IV.1.3.6.3.3.1. Cas d'un élément fléchi et comprimé.....	56
IV.1.3.6.3.3.2. Cas d'un élément fléchi et tendu	58
IV.1.4. Dimensionnement des poteaux	60
IV.1.4.1. Calcul dans le plan d'un portique	60

IV.1.4.1.1. Dimensionnement préliminaire	60
IV.1.4.1.2. Vérification.....	61
IV.1.4.1.2.1. Détermination des résistances élastiques en section	61
IV.1.4.1.2.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant	62
IV.1.4.1.2.3. Vérification de la stabilité au flambement.....	62
IV.1.4.1.2.4. Vérification au déversement	66
IV.1.4.2. Calcul dans le plan du long pan.....	66
IV.2. Pré dimensionnement du contreventement	67
IV.2.1. Introduction	67
IV.2.2. Effort du vent sur les pignons.....	67
IV.2.3. Pré-dimensionnement de la poutre au vent en pignon.....	68
IV.2.3.1. Evaluation des effort horizontaux.....	68
IV.2.3.2. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets.....	69
IV.2.3.3. Effort de traction dans les diagonaux.....	69
IV.2.4. Pré-dimensionnement de la palée de stabilité en long pan.....	70
IV.2.5. Pré-dimensionnement des sablières.....	71
IV.2.5.1. Détermination des sollicitations	71
IV.2.5.2. Calcul du moment	71
IV.2.6. Pré-dimensionnement des montants	72
IV.2.6.1. Evaluation des charges.....	73
IV.2.6.2. Combinaison de charge	73
IV.2.6.3. Calcul des moments	73
IV.3. Conclusion	73
Chapitre V : Etude sismique.....	
V.1. Introduction.....	75
V.2. Choix de la méthode de calcul.....	75
V.3. Principe de calcul.....	76
V.4. Calcul de la force sismique totale.....	76
V.5. Distribution des efforts sismiques suivant la hauteur	79
V.6. Détermination des efforts tranchants.....	80
V.6.1. Calcul du centre de masse de l'ouvrage aux différents niveaux.....	80
V.6.2. Position du centre de torsion de l'ouvrage.....	81
V.6.3. Excentricité de l'ouvrage.....	83
V.6.4. Calcul de la rigidité de torsion.....	83
V.6.4.1. Rigidité du portique longitudinal.....	83
V.6.4.2. Rigidité du portique transversal.....	84
V.6.5. Les efforts tranchants sur les différents portiques.....	85
V.6.5.1. Séisme suivant long pan.....	85
V.6.5.2. Séisme suivant pignon.....	85
V.7. Conclusion.....	85

Chapitre VI : Etude de stabilités et contreventements.....	86
VI.1. Introduction.....	87
VI.2. Etude de la poutre au vent.....	87
VI.2.1. Vérification des diagonales à la traction	87
VI.2.2. Vérification des diagonales au flambement.....	88
VI.3. Etude de la palée de stabilité.....	89
VI.3.1. Vérification des diagonales à la traction.....	89
VI.3.2. Vérification des diagonales au flambement.....	89
VI.4. Etude des Sablières.....	90
VI.4.1. Détermination des résistances en section.....	90
VI.4.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant.....	91
VI.4.3. Vérification de la stabilité au flambement.....	91
VI.5. Etude des montants.....	92
VI.5.1. Détermination des résistances en section.....	93
VI.5.2. Vérification de la stabilité au flambement.....	93
VI.6. Conclusion.....	95
Chapitre VII : Etude de portique.....	96
VII.1. Introduction.....	97
VII.2. Vue de la structure.....	97
VII.3. Principe du logiciel.....	97
VII.4. Paramètre de l'étude.....	97
VII.5. Modélisation de la structure.....	98
VII.5.1. Le réglage des préférences.....	98
VII.5.2. Lignes de construction.....	99
VII.5.3. Profilés de barres.....	100
VII.5.4. Noeuds.....	100
VII.5.5. Barres.....	101
VII.5.6. Caractéristiques – Barres.....	101
VII.5.7. Appuis.....	101
VII.6. Définition des chargements.....	101
VII.7. Analyse des résultats.....	105
VII.7.1. Réactions : Extrêmes globaux.....	105
VII.7.2. Déplacements : Extrêmes globaux.....	105
VII.7.3. Efforts : Extrêmes globaux.....	105
VII.7.4. Contraintes : Extrêmes globaux.....	106
VII.8. Vérification des sections.....	106
VII.8.1. Vérification de poteau HEB 240.....	106
VII.8.2. Vérification de traverse IPEO 330.....	107
VII.9. dimensionnement de poteau.....	108
VII.10. Conclusion.....	110

Chapitre VIII : Les assemblages.....	111
VIII.1. Introduction.....	112
VIII.2. Assemblages de palée de stabilité.....	112
VIII.2.1. calcul de l'attache de la diagonale \perp 65 x 65 x 8 avec le poteau.....	112
VIII.2.1.1. Disposition des boulons.....	112
VIII.2.1.2. Dimensionnement des boulons.....	113
VIII.2.1.3. Vérification à la pression diamétrale.....	113
VIII.2.2. Dimensionnement du gousset.....	113
VIII.3. Assemblage panne-traverse.....	114
VIII.3.1. Dimensionnement de l'échantignolle.....	114
VIII.3.2. Calcul de la réaction des appuis.....	114
VIII.3.3. Moment de renversement.....	114
VIII.3.4. Dimensionnement.....	115
VIII.3.5. Dimensionnement des boulons.....	115
VIII.4. Assemblage lisses-potelet.....	115
VIII.4.1. Détermination des sollicitations.....	115
VIII.4.2. Vérification du profil (UPN100) en console.....	115
VIII.4.3. Détermination des boulons	116
VIII.5. Assemblage poteau-sablière.....	117
VIII.5.1. Détermination des sollicitations.....	117
VIII.5.2. Dimensionnement de la cornière d'attache.....	117
VIII.5.3. Détermination des boulons.....	118
VIII.6. Assemblage Traverse-poteaux.....	118
VIII.6.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée.....	119
VIII.6.2. Détermination des efforts dans les boulons.....	119
VIII.6.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	120
VIII.6.4. Détermination des efforts dans les boulons.....	120
VIII.6.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	120
VIII.6.6. Vérification résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	121
VIII.7. Assemblage Traverse-Traverse.....	122
VIII.7.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée.....	122
VIII.7.2. Détermination des efforts dans les boulons.....	123
VIII.7.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	123
VIII.7.4. Détermination des efforts dans les boulons.....	123
VIII.7.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	124
VIII.8. conclusion.....	124
Chapitre X : Étude des fondations.....	125
IX.1. Introduction	126
IX.2. Etude du sol.....	126
IX.3. Le choix du type de fondation.....	126
IX.4. Pré dimensionnement à ELS.....	127
IX.5. Dimensionnement de semelle.....	128

IX.6. Vérification des contraintes	128
IX.7. Vérification la condition de résistance	129
IX.8. Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE	129
IX.9. Calcul le ferrailage des semelles	129
Chapitre X : Sécurité incendie.....	130
X.1. Généralités.....	131
X.2. Déclenchement d'un feu.....	131
X.3. Modes de propagation du feu.....	132
X.3.1. Première phase « Démarrage du feu »	132
X.3.2. Deuxième phase « Déclenchement de l'incendie »	132
X.3.3. Troisième phase « Embraselement généralisé »	132
X.3.4. Quatrième phase « Retombée du feu »	132
X.4. Types et modélisation d'incendies.....	133
X.4.1. Incendie conventionnel (ou normalisé)	133
X.4.2. Incendie extérieur1	133
X.4.3. Incendie hydrocarbure	133
X.4.4. Incendie paramétrique	133
X.5. Prévention et protection.....	134
X.5.1. Protection active.....	134
X.5.2. Protection passive	135
X.6. Comportement mécanique au feu.....	135
X.7. Caractéristiques de l'acier aux températures élevées	136
X.8. Mesures de protection.....	137
X.9. Conclusion.....	138
Conclusion.....	139
Annexe.....	140
Bibliographie.....	142

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude climatique	20
Tab.II.1: coefficients pour le terrain de catégorie IV.....	22
Tab.II.2: Valeurs des C_e pour les parois verticales.....	23
Tab.II.3: Valeurs des C_e pour les toitures.....	24
Tab.II.4: Pression sur les parois verticales due au v_1	25
Tab.II.5: Pression sur la toiture due au v_1	25
Tab.II.6: Valeurs des C_e pour les parois verticales.....	26
Tab.II.7: Valeurs des C_e pour les toitures.....	27
Tab.II.8: Pression sur les parois verticales due au v_2	27
Tab.II.9: Pression sur la toiture due au v_2	27
Tab.II.10: forces résultantes et leurs points d'application	29
Chapitre III: Etude des éléments secondaires.....	31
Tab.III.1: Combinaison des charges Suivant l'axe Z_Z à ELU.....	33
Tab.III.2: Combinaison des charges Suivant l'axe Y_Y à ELU.....	33
Tab.III.3: Combinaison des charges Suivant l'axe Z_Z à ELS.....	34
Tab.III.4: Combinaison des charges Suivant l'axe Y_Y à ELS.....	34
Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	47
Tab.IV.1: Réactions et Moments d'appuis de chaque combinaison de charge à ELU.....	51
Tab.IV.2: Réactions et Moments d'appuis de chaque combinaison de charge à ELS.....	52
Tab.III.3: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 300.....	55
Tab.III.4: Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 240.....	63
Tab.III.5: Coefficients de flambement correspondant à la section HEB 240.....	65
Chapitre V : Etude sismique.....	74
Tab.V.1 : conditions de qualité pour calculer le facteur Q	78
Tab.V.2: le poids total de la structure	78
Tab.V.3: position du centre de masses pour différents files.....	81
Tab.V.4: les inerties des poteaux concernés de la rigidité.....	82
Tab.V.5: distance des poteaux au centre de torsion.....	84
Chapitre VI: Etude de stabilités et contreventements.....	87
Tab.VI.1 : Coefficients de flambement correspondants à la section HEAA 100.....	91
Tab.VI.2: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 80.....	93
Tab.VI.3: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 100.....	94

Chapitre VII : Etude de portique.....	97
Tab.VII.1.Caractéristique des martiaux	99
Tab.VII.2.Combinaison automatique.....	102
Tab.VII.3.Combinaisons manuelles.....	103
Tab.VII.4. Réactions : Extrêmes globaux.....	105
Tab.VII.5. Déplacements : Extrêmes globaux.....	105
Tab.VII.6. Efforts : Extrêmes globaux.....	105
Tab.VII.7. Contraintes : Extrêmes globaux.....	106
Chapitre IX : Étude des fondations.....	125
Tab.IX.1: Réaction à la base de la structure.....	127

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et présentation du sujet	15
Fig. I.1: Vue en perspective.....	18
Fig. I.2: Vue sur log pan.....	18
Fig. I.3: Vue sur pignon « avant ».	19
Fig. I.4: Vue sur pignon « arrière ».	19
Fig. I.5: Vue en plan « toiture ».	19
Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE :	20
Fig.II.1: Vue en perspective.....	21
Fig.II.2: répartition des parois verticales (sens V1).....	23
Fig.II.3: répartition de la toiture (sens V1).....	24
Fig.II.4: répartition des parois verticales (sens V2).....	26
Fig.II.5: répartition de la toiture (sens V2).....	26
Chapitre III : Etude des éléments secondaires :	31
Fig.III.1: Disposition des pannes.....	32
Fig. III.2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.....	32
Fig. III.3: schéma statique des pannes	34
Fig. III.4: schéma statique de lierne.....	38
Fig.III.5: disposition des liernes	38
Fig.III.6: disposition de la lisse de bardage.....	39
Fig.III.7: schéma statique des lisses de bardage.....	40
Fig.III.8: schéma statique d'appui intermédiaire.....	40
Fig.III.9: schéma statique de liernes.....	41
Fig.III.10: disposition des liernes.....	42
Fig.III.11: le potelet le plus sollicité	42
Fig.III.12: schéma statique des potelets	43
Fig.III.13: longueur de flambement de potelet (axe y-y).....	45
Fig.III.14: longueur de flambement de potelet (axe z-z).....	46
Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	47
Fig.IV.1: la surface chargée du portique le plus sollicité	48
Fig.IV.2: la traverse soumis à la flexion composée.....	49
Fig.IV.3: vent sur long pan.....	50
Fig.IV.4: vent sur pignon.....	50
Fig.IV.5: diagramme de moment sous la l'action combinée $G+1.5W_1$	52
Fig.IV.6: moment au point d'assemblage traverse-monta.....	59
Fig.IV.7: les efforts appliqués sur le poteau.....	60
Fig.IV.8: les positions des contreventements.....	67
Fig.IV.9: les efforts agissants sur les contreventements.....	68
Fig.IV.10: les forces horizontales et les réactions sur les poutres au vent.....	68
Fig.IV.11: l'effort de traction F_d dans les diagonaux.....	69

Fig.IV.12: palées de stabilité en long pan.....	70
Fig.IV.13: la force de traction N dans la barre tendue	70
Fig.IV.14: la surface chargée appliquée sur la sablière la plus sollicitée.....	71
Fig.IV.15: schémas statique de la sablière.....	71
Fig.IV.16: charge due au poids propre.....	72
Fig.IV.17: Disposition de panne intermédiaire.....	72
Fig.IV.18: distribution des forces horizontales dues au vent.....	72
Fig.IV.19: schémas de forces nodales.....	72
Chapitre V : Etude sismique.....	
Fig.V.1: les forces sismiques dans les deux sens X et Y	79
Fig.V.2: disposition des poteaux.....	80
Fig.V.3: position du centre de masses G.....	81
Fig.V.4: position du centre de torsion C.....	82
Chapitre VI : Etude de stabilités et contreventements.....	
Fig.VI.1 : position de contreventement.....	87
Fig.VI.2: double cornière L 60 x 60 x 6.....	88
Fig.VI.3: double cornière L 65 x 65 x 8.....	89
Fig.VI.4: Montants IPE 80.....	92
Chapitre VII : Etude de portique.....	
Fig.VII.1: vue de portique le plus sollicité.....	97
Chapitre VIII : Les assemblages.....	
Fig.VIII.1: Disposition des boulons de palée de stabilité.....	112
Fig.VIII.2: espacement en quinconce.....	113
Fig.VIII.3: Assemblages de palée de stabilité.....	114
Fig.VIII.4: Assemblage panne – traverse.....	114
Fig.VIII.5: Disposition des boulons lisses-potelet.....	116
Fig.VIII.6: Assemblage lisses-potelet.....	116
Fig.VIII.7: la cornière d'attache.....	117
Fig.VIII.8: Disposition des boulons poteau-sablière.....	117
Fig.VIII.9: Assemblage poteau-sablière.....	118
Fig.VIII.10: Disposition des boulons Traverse-poteaux	118
Fig.VIII.11: sens des efforts extérieurs (sens négatif).....	119
Fig.VIII.12: sens des efforts extérieurs (sens positif).....	120
Fig.VIII.13: Assemblage Traverse-poteaux	121
Fig.VIII.14: Disposition des boulons Traverse-Traverse.....	122
Fig.VIII.15: sens des efforts extérieurs (sens négatif).....	122
Fig.VIII.16: sens des efforts extérieurs (sens positif).....	123
Fig.VIII.17: Assemblage Traverse-Traverse.....	124

Chapitre IX : Étude des fondations.....	125
Fig IX.1:Semelle isolée.....	127
Fig IX.2: Les dimensions adoptées par la méthode de bielle.....	128
Fig IX.3: Le ferrailage de semelle.....	129
Chapitre X : Sécurité incendie.....	130
Fig.X.1 : Le triangle du feu.....	131
Fig.X.2 : Phases de développement d'un incendie réel.....	132
Fig.X.3 : Courbes d'incendies nominaux.....	134
Fig.X.4 : Diminution des propriétés contrainte-déformation avec la température pour de l'acier S275.....	136
Annexe.....	140
Fig .1 : Vue en plan (niv 0.00 à +3.06).....	140
Fig . 2 : Coupe A-A.....	141
Fig . 3 : Coupe B-B.....	141

Notations et symboles

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale
F	Force en générale
$F_{t,Rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b,Rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanente
I	Moment d'inertie
L	Langueur
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{Rd}	Moment résistant
M_{pl}	Moment plastique
N_{sd}	effort normal
$N_{t, sd}$	effort normal de traction
N_{pl}	effort normal plastique
N_u	effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique
b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
c_i	Coefficients
d	entraxe, diamètre
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon
f	flèche d'une poutre
f_y	Limite d'élasticité de l'acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
h	hauteur

i	Rayon de giration
k_s	coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j	facteur de concentration
n	Nombre de boulon
m	Nombre de plants de cisaillement
r_c	rayon de raccordement âme /semelle du poteau
t_w	épaisseur de l'âme
t_f	épaisseur de la semelle
t_{wc}	épaisseur âme poteau
t_{fc}	épaisseur semelle poteau
t	épaisseur platine
χ	Coefficient de réduction de flambement
β_w	Facteur de corrélation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
γ_C	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité
λ	Élancement
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
α	Facteur d'imperfection
μ	Coefficient de frottement
σ	Contrainte normale
τ_e	contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
η	facteurs de distribution
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement

Résumé

ملخص :

هذا المشروع يتكون أساسا من صالة رياضية مشكلة من بناية معدنية تتألف من طابق أرضي والواقعة في خنشلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 للمعايير المقاومة للزلازل RPA99/version2003 من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية أما بخصوص القياس فقد إستعملنا القوانين الاوروبية الحديثة

Résumé :

Ce projet se compose principalement de salle de sports constituée d'une construction métallique qui se compose d'un rez- de-chaussée et il situé dans la wilaya de Khenchela classé comme zone sismique n°1 (RPA99 / version2003), cette étude est conformes aux normes algériennes
Quant à l'analogie que nous avons utilisée était une loi européenne moderne

Summary :

This project consists mainly of a gym which is made up of metal building consists of a ground floor and it is placed in Khenchela which is classified as seismic zone 1 (RPA99 / version2003) this study is in accordance with the Algerian standards
As for the analogy we used the modern European law

Chapitre : I

Introduction Et Présentation Du Sujet

Chapitre I. Introduction et présentation du sujet

I.1. Introduction :

La construction métallique constitue un domaine important d'utilisation des produits proportionnellement cher par rapport aux produits de béton armé mais totalement dans une étude de n'importe quelle ouvrage il y a une équivalence économique entre eux à cause de l'avancement des lois européennes inventives considérées comme des présuppositions compliqués lesquelles il est difficile de les comprendre réellement.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, on a choisi l'acier S355 comme élément de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique à cause de ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui puissent satisfaire aux exigences demandées.

A partir d'éléments fabriqués en atelier, la construction métallique se caractérise tout d'abord par un système poteaux-poutres offrant de nombreux avantages :

- ✓ Installation de chantier réduite.
- ✓ Appuis ponctuels: allégement de la structure, fondations ponctuelles.
- ✓ Rapidité de montage.
- ✓ Aspect environnemental: gestion des déchets de chantier, modularité et redistribution des locaux, démolition –déconstruction

Les ouvrages métalliques en construction peuvent être de conception très différente et comporter des ossatures réalisées en :

- ✓ Poutrelles laminées courantes
- ✓ Profilée reconstituée par soudure
- ✓ Profilée creux soudée

Les constructions métalliques exigent une attention particulière pour certain points névralgique :

- ✓ Assemblage
- ✓ Phénomène d'instabilité élastique

Notre étude est répartie en dix (10) chapitres. Le premier chapitre consiste à faire une présentation de l'ouvrage en suite dans le deuxième chapitre on effectua l'étude climatique de la structure,

Au troisième chapitre on fait l'étude des éléments secondaires, après Pré dimensionnement des Eléments structuraux collaborant en quatrième chapitre.

Dans le cinquième, le sixième, le septième, le huitième, et le neuvième chapitre on fait successivement : l'étude sismique, étude de stabilités et contreventements, étude des portiques, étude des assemblages ;et enfin l'étude des fondations.

Dans le dernier chapitre on a fait étude de la sécurité incendie et en termine par une conclusion générale.

Dans les chapitres qu'ils contiennent le dimensionnement des éléments métalliques. le choix des profilés n'est pas stochastique. nous avons mentionné que les plus économiques qu'ils assurent les conditions de vérifications de chaque élément séparément.

I.2. Présentation du sujet :

Notre sujet consiste à faire une étude technique et la conception d'une salle de sport, qui implanté à la Wilaya de Khenchela.

- La salle scolaire est bâti sur une surface de $(30.35 \times 21.40) \text{ m}^2$ et de hauteur totale de 7.8 m.
- Altitude géographique : 1200 m
- Zone de neige : **B**
- Région de vent : **I**
- Site: plat
- Zone sismique : **I**
- Groupe : **3**
- Catégorie de terrain **S3** (site meuble)

I.2.1. Dimensions de l'ouvrage➤ **Structure**

- Longueur : **30.35m**
- Largeur : **21.40m**
- Hauteur : **7.8m**

- ❖ Notre ouvrage est implanté dans une zone de faible sismicité (Zone I).
- ❖ Avec l'utilisation des règles: pour l'étude climatique (étude de neige et vent) on utilise le DTR (RNV99), pour l'étude sismique le RPA99 et pour l'étude et vérification des éléments on utilise L'EUROCODE 3.

I.2.2. Matériaux de construction :**Acier :****- Acier d'ossature :**

On utilise l'acier de nuance S355 qui a les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique $F_y = 355 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction $F_u = 490 \text{ MPa}$.
- Densité volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = 84\,000 \text{ MPa}$.

- Acier de fondation :

- Limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Densité volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale $E = 200\,000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale $G = 81\,000 \text{ MPa}$.

Béton :

- Résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

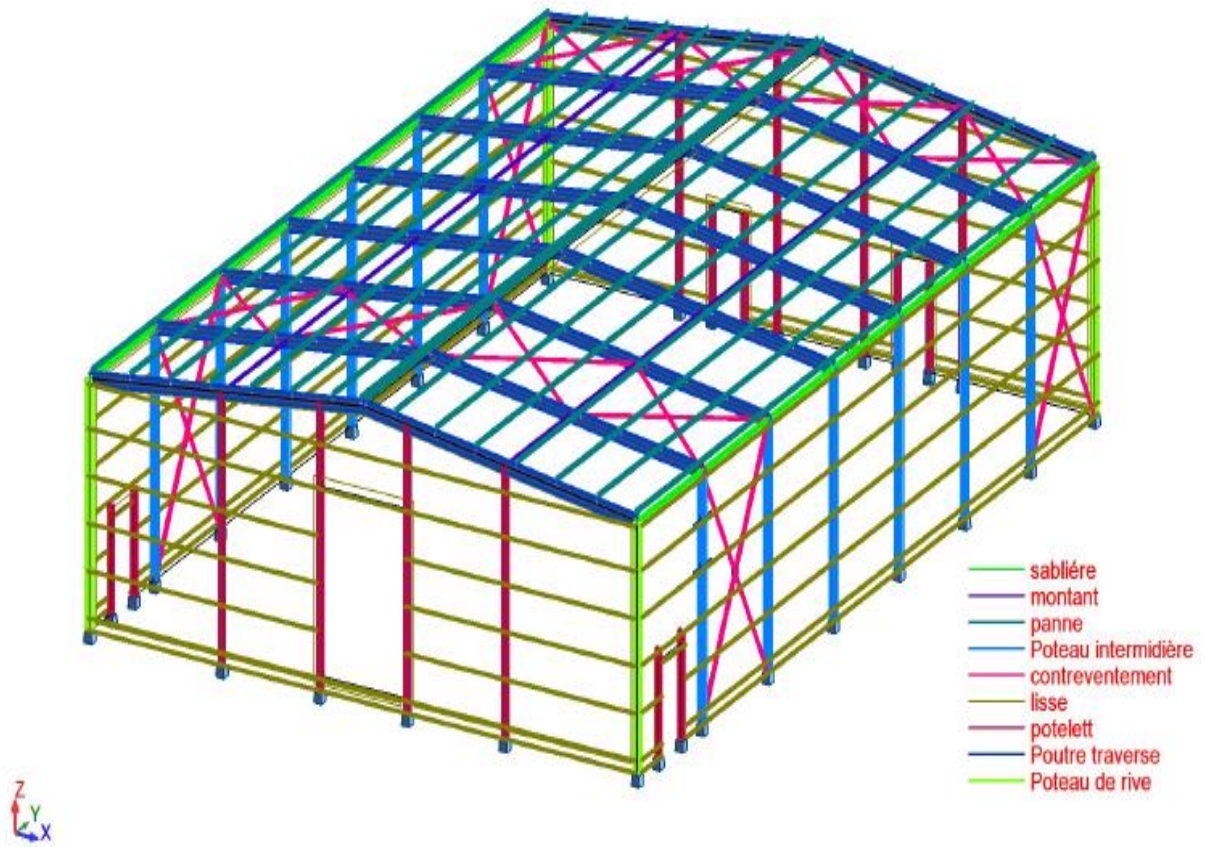


Fig.I.1: Vue en perspective.

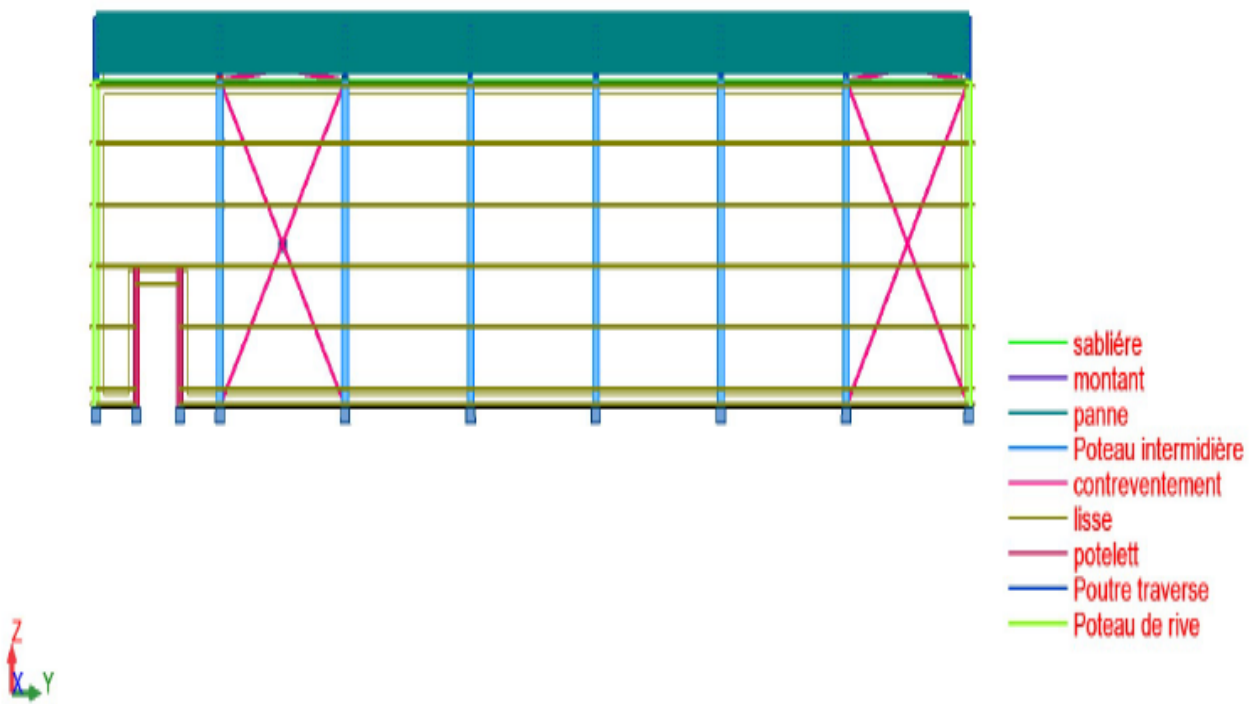


Fig.I.2: Vue sur log pan

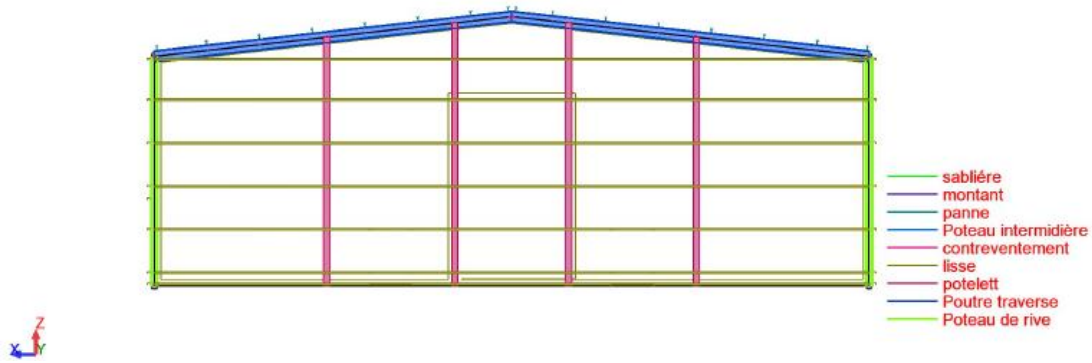


Fig.I.3: Vue sur pignon« avant ».

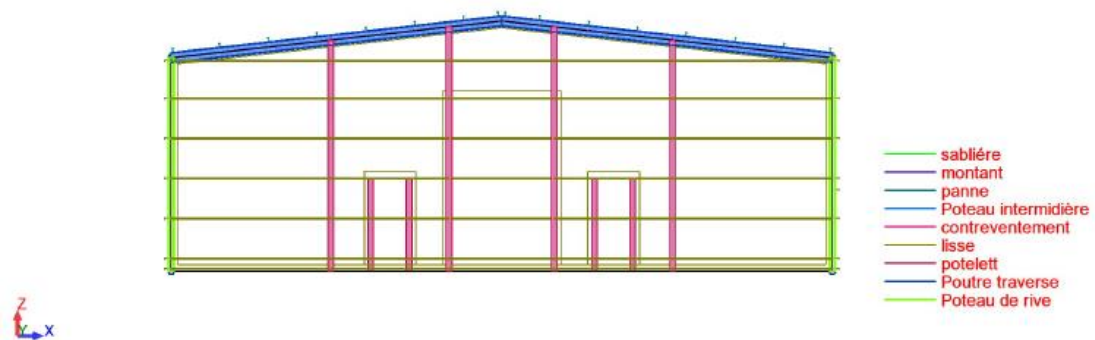


Fig.I.4: Vue sur pignon « arrière ».

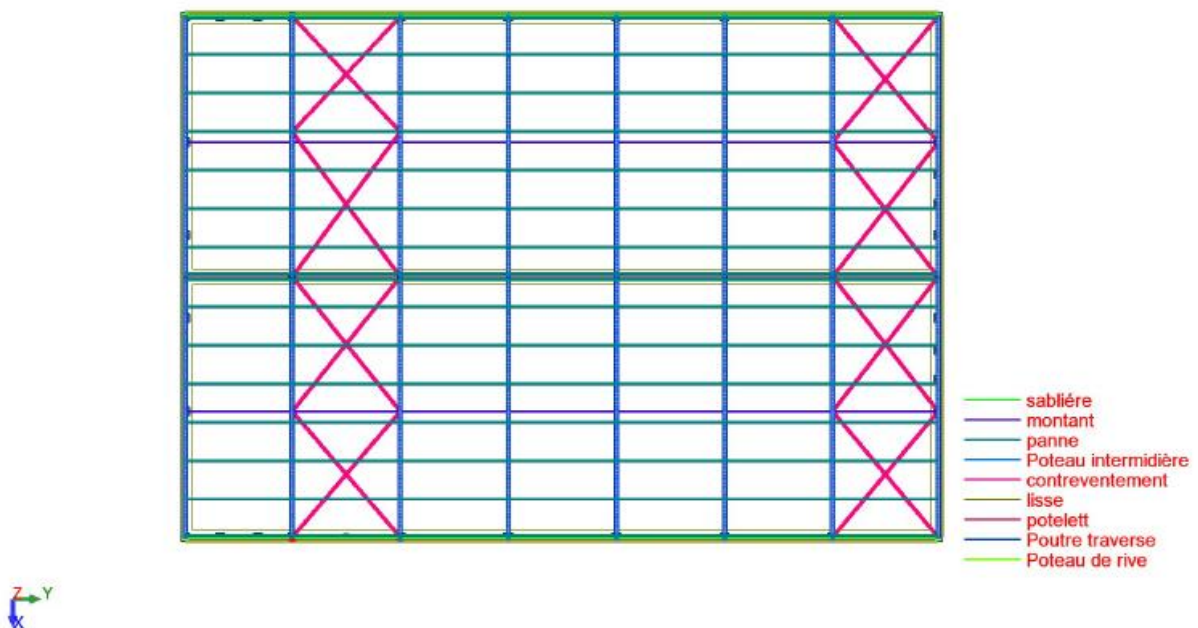


Fig.I.5: Vue en plan « toiture ».

Chapitre : II

Etude Climatique

Chapitre II. Etude climatique :

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va déterminer les différentes sollicitations agissant sur la structure produites par les efforts dynamiques dus au vent et ceux dus à la neige.

Le règlement utilisé est le DTR Algérien RNV99.

II.2. Présentation de l'ouvrage :

- Hauteur totale H : 7.8 m.
- Longueur L : 30.35 m.
- Largeur l : 21.40 m.
- Toiture à deux versants ($\alpha = 6.14^\circ$)
- Ouverture $(1.5 \times 2.54) \text{ m}^2$ et $7 \times (3.6 \times 0.85) \text{ m}^2$ au long pan

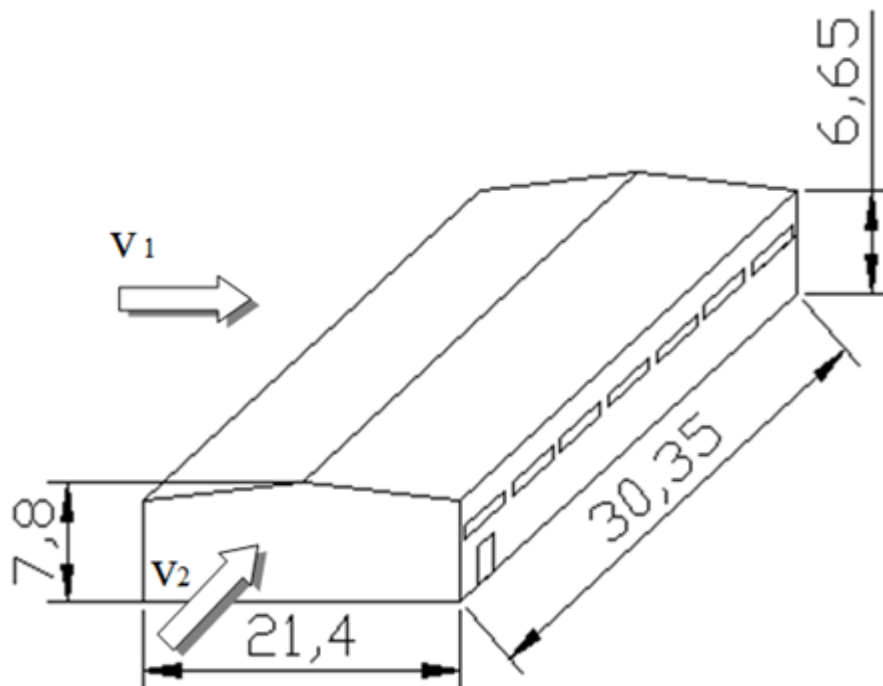


Fig.II.1: Vue en perspective

II.3. Surcharges de vent :

Notre structure appartient à la catégorie I (scolaire).

On va déterminer les actions de vent s'exerçant sur cette structure.

II.3.1. Détermination des pressions statiques dues au vent :

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

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_e - C_i]$$

Avec :

q_j : la pression due au vent.

C_d : coefficient dynamique de la construction.

q_{dyn} : pression dynamique du vent.

C_e : est le coefficient de pression extérieure.

C_i : est le coefficient de pression intérieure.

- Données relatives au site :
 - ❖ Site d'implantation : KHENCHELA.
 - ❖ L'altitude : 1200 m.
 - ❖ Site plat : $C_t = 1$.
 - ❖ Zone de vent I : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.
 - ❖ Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. \implies Terrain de catégorie IV

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ξ
IV	0.24	1	16	0.46

Tab.II.1: coefficients pour le terrain de catégorie IV

II.3.1.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

- Vent perpendiculaire au long pan :

$$h = 7.8 \text{ m} ; b = 30.35 \text{ m}$$

Par interpolation linéaire :

$$\text{tg } \alpha = \frac{0.95 - 0.9}{41.5 - 12.5} = 1.7 \times 10^{-3}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{0.9 - C_d}{30.35 - 41.5} = 1.7 \times 10^{-3} \quad \implies \quad C_d = 0.919$$

- Vent perpendiculaire au pignon :

$$h = 7.8 \text{ m} ; b = 21.40 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{C_d - 0.9}{41.5 - 21.40} = 1.7 \times 10^{-3} \quad \implies \quad C_d = 0.934$$

II.3.1.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Notre construction est de hauteur totale égale à 7.8 m. Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple (RNV99, page 45).

On calcule donc la pression dynamique à mi-hauteur pour ce qui concerne les parois verticales.

II.3.1.2.1. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité est calculé à l'aide de la formule 2.15 (RNV99 P 47).

$C_r(z)$: est défini par la loi suivante :

$$\checkmark \text{ Toiture : } Z = 7.8 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \right) \quad \text{Pour : } Z \leq Z_{\text{min}}$$

$$C_r(7.8) = 0.24 \ln \left(\frac{16}{1} \right) = 0.665$$

$$\checkmark \text{ Paroi verticale : } Z = 6.65 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \right) \quad \text{Pour : } Z \leq Z_{\text{min}}$$

$$C_r(7.5) = 0.24 \ln \left(\frac{16}{1} \right) = 0.665$$

II.3.1.2.2. Coefficient d'exposition $C_e(z)$:

Le coefficient d'exposition est calculé à l'aide de la formule 2.13 (page 46) :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_T} \right)$$

✓ Toiture : $Z = 7.8 \text{ m}$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.665^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.24}{0.665 \times 1}\right) = 1.559$$

✓ Paroi verticale : $Z = 6.65 \text{ m}$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.665^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.24}{0.665 \times 1}\right) = 1.559$$

II.3.1.2.3. Valeur de la pression dynamique :

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ est donnée par la formule suivante :

$$q_{dy}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \text{ N/m}^2$$

Toiture : $Z = 7.8 \text{ m}$

$$q_{dyn} = 375 \times 1.559 = 584.625 \text{ N/m}^2$$

Paroi verticale : $Z = 6.65 \text{ m}$

$$q_{dyn} = 375 \times 1.559 = 584.625 \text{ N/m}^2$$

II.3.1.3. Détermination des coefficients de la pression :

II.3.1.3.1. Vent perpendiculaire au long pan, (sens V1) :

✚ Coefficients de pression extérieure C_e :

C_e s'obtient à partir des formules suivantes :

- $C_e = C_{e1} \dots \dots \dots S \leq 1\text{m}^2$

- $C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log(S) \dots \dots \dots 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$

- $C_e = C_{e10} \dots \dots \dots S \geq 10\text{m}^2$

➤ **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent $b = 30.35 \text{ m}$; $d = 21.40 \text{ m}$; $h = 7.8 \text{ m}$; $e = \min(b ; 2h)$

$$e = \min(30.35 ; 2 \times 7.8) = 15.6 \text{ m} < d = 21.40 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

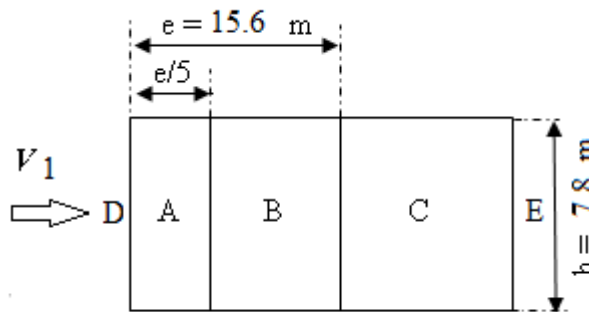


Fig.II.2: répartition des parois verticales (sens V1)

ZONE	A	B	C	D	E
C_e	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tab.II.2: Valeurs des C_e pour les parois verticales

➤ **Toiture :**

Pour C_e a une toiture à deux versants, la direction de vent est parallèle à la génératrice, les coefficients s'obtiennent à partir de toiture à deux versants avec $\theta = 0^\circ$

$$e = \min(60 ; 2 \times 7.8) = 15.6 \text{ m}$$

$$S_F = (e/10) \cdot (e/4) = 1.56 \times 3.9 = 6.084 \text{ m}^2$$

$$C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log(S)$$

$$S_G, S_H, S_I \text{ et } S_J > 10 \text{ m}^2$$

les coefficients de Pression dynamiques extérieures pour la toiture à $\theta = 0^\circ$:

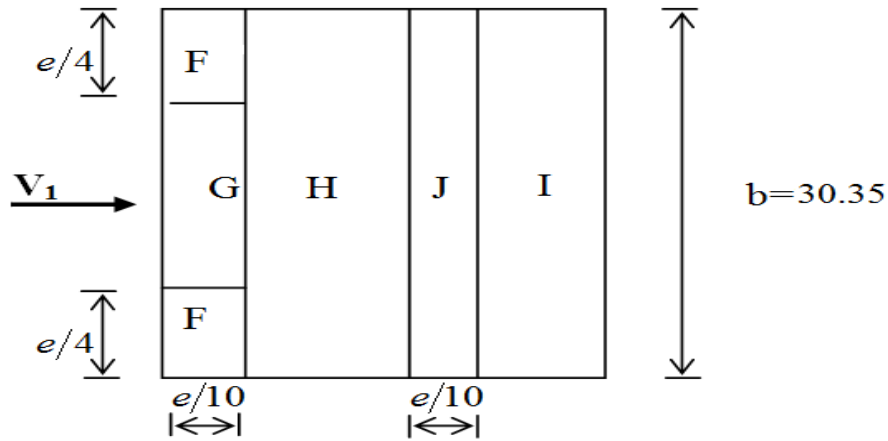


Fig.II.3: répartition de la toiture (sens V1)

pente	F		G	H	I	J
	C_{e10}	C_{e1}				
$\alpha = 5^\circ$	-1.7	-2.5	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
$\alpha = 15^\circ$	-0.9	-2.0	-0.8	-0.3	-0.4	-1
	0.2		0.2	0.2		
$\alpha = -6.14^\circ$	-1.79		-1.15	-0.57	-0.31	-0.38
	-1.61		-1.04	-0.51		

Tab.II.3: Valeurs des C_e pour les toitures

✚ Coefficients de pression intérieure C_i :

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité μ_p (RNV99 P 78):

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{17.85 + 3.81}{2(17.85 + 3.81)} = 0.5$$

$$\mu_p = 0.5 \Rightarrow C_i = 0.15$$

Les pressions q_j sont calculées à laide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_e - C_i] \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Parois verticales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

ZONE	C_d	Q_{dyn} (N/m ²)	C_e	C_i	C_e-C_i	Q_j (N/m ²)
A	0.919	584.625	-1	0.15	-1.15	-617.861
B	0.919	584.625	-0.8	0.15	-0.95	-510.41
C	0.919	584.625	-0.5	0.15	-0.65	-349.23
D	0.919	584.625	0.8	0.15	0.65	349.23
E	0.919	584.625	-0.3	0.15	-0.45	-241.78

Tab.II.4: Pression sur les parois verticales due au V_1

➤ **Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

ZONE	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_e	C_i	C_e-C_i	q_j (N/m ²)
F	0.919	584.625	-1.79	0.15	-1.94	-1042.31
G	0.919	584.625	-1.15	0.15	-1.3	-698.46
H	0.919	584.625	-0.57	0.15	-0.72	-386.84
I	0.919	584.625	-0.31	0.15	-0.46	-247.15
J	0.919	584.625	-0.38	0.15	-0.53	-284.76

Tab.II.5: Pression sur la toiture due au V_1

II.3.1.3.2. Vent perpendiculaire au pignon, (sens V2) :

✚ Coefficients de pression extérieure C_e :

➤ **Parois verticales**

Pour cette direction du vent $b = 21.40$ m ; $d = 30.35$ m ; $h = 7.8$ m ; $e = \min (b ; 2h)$

$e = \min (21.40 ; 2 \times 7.8) = 15.6$ m < $d = 30.35$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

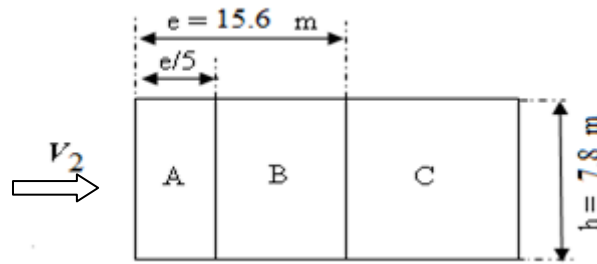


Fig.II.4: répartition des parois verticales (sens V2)

ZONE	A	B	C	D	E
C_e	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tab.II.6: Valeurs des C_e pour les parois verticales

➤ **Toiture :**

Pour C_e a une toiture à versant multiple, la direction de vent est parallèle à la génératrice, les coefficients s’obtiennent à partir de toiture à deux versants avec $\theta = 90^\circ$

$$e = (21.40 ; 2 \times 7.8) = 15.6 \text{ m}$$

$$S_F = (e/10) \cdot (e/4) = 6.084 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = [b/2 - (e/4)](e/10) = 10.61 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$S_H, S_I > 10 \text{ m}^2$$

$$C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log(S)$$

Les coefficients de Pression dynamiques extérieures pour la toiture à $\theta = 90^\circ$:

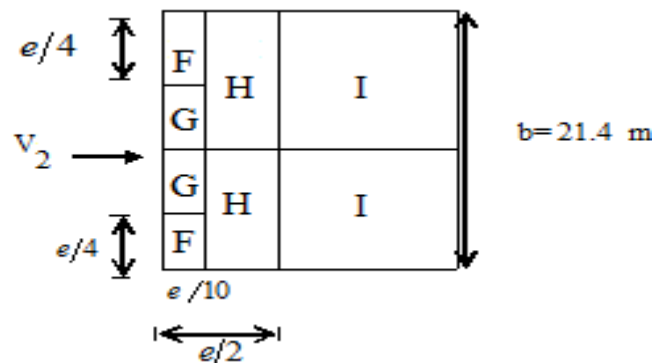


Fig.II.5: répartition de la toiture (sens V2)

pente	F		G	H	I
	C _{e10}	C _{e1}			
$\alpha = 5^\circ$	-1.6	-2.2	-1.3	-0.7	-0.5
$\alpha = 15^\circ$	-1.3	-2	-1.3	-0.6	-0.5
$\alpha = 6.14^\circ$	-1.71		-1.3	-0.69	-0.5

Tab.II.7: Valeurs des C_e pour les toitures

✚ Coefficients de pression intérieure C_i :

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = 1$$

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_i = -0.5$$

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule (1) donc :

➤ **Parois verticales :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

ZONE	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _e	C _i	C _e -C _i	Q _j (N/m ²)
A	0.934	584.625	-1	-0.5	-0.5	-273.02
B	0.934	584.625	-0.8	-0.5	-0.3	-163.82
C	0.934	584.625	-0.5	-0.5	0	0
D	0.934	584.625	0.8	-0.5	1.3	709.86
E	0.934	584.625	-0.3	-0.5	0.2	109.21

Tab.II.8: Pression sur les parois verticales due au V₂

➤ **Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

ZONE	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _e	C _i	C _e -C _i	q _j (N/m ²)
F	0.934	584.625	-1.71	-0.5	-1.21	-660.71
G	0.934	584.625	-1.3	-0.5	-0.8	-436.84
H	0.934	584.625	-0.69	-0.5	-0.19	-103.75
I	0.934	584.625	-0.5	-0.5	0	0

Tab.II.9: Pression sur la toiture due au V₂

II.3.2. Forces de frottements :

Notre construction est de catégorie (I) alors qu'il est nécessaire de tenir en compte les forces de frottements appliquées sur les surfaces considérées.

On doit calculer d'abord l'un des deux rapports suffisants (RNV99 P 41) :

$$d/b \geq 3 \text{ ou } d/h \geq 3$$

II.3.2.1. Vent perpendiculaire au long pan, (sens V1) :

$$d/b = 21.4/30.35 = 0.71 < 3 ; d/h = 21.4/7.8 = 2.74 < 3$$

II.3.2.2. Vent perpendiculaire au pignon, (sens V2) :

$$d/b = 30.35/21.4 = 1.42 < 3 ; d/h = 30.35/7.8 = 3.9 > 3$$

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

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr})$$

avec :

q_{dyn} : pression dynamique du vent.

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

S_{fr} : est l'aire de l'élément.

II.3.2.2.1. Valeur de la pression dynamique :

Pour les parois verticales et la toiture on a d'après (II.3.1.2.3) :

$$q_{dy} = 584.625 \text{ N/m}^2$$

II.3.2.2.2. Coefficient de frottement C_{fr} :

On va utiliser le panneau sandwich non enduit soit comme de couverture ou de bardage donc le coefficient de frottement doit être : $C_{fr} = 0.02$

II.3.2.2.3. L'aire de l'élément S_{fr} :

$$S_{fr} = 2 \times d \times h + 2 \times d \times b / (2 \cos(\alpha)) = 1056.9 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr}) = 12357.81 \text{ N} = 1235.781 \text{ daN}$$

II.3.3. Force résultante :

Zone	Composante horizontale selon l'axe x (daN)	Composante verticale selon l'axe z (daN)	Coordonnées de point d'application		
			x(m)	y(m)	z(m)
D	$349.23 \times 142.3 = 4969.55$	0	0	15.18	3.33
E	$241.78 \times 142.3 = 3440.53$	0	21.4	15.18	3.33
F ₁	$-1042.31 \times 6.08 \times \sin(6.14)$ = -67.79	$1042.31 \times 6.08 \times \cos(6.14)$ = 630.1	0.77	1.95	6.73
F ₂	$-1042.31 \times 6.08 \times \sin(6.14)$ = -67.79	$1042.31 \times 6.08 \times \cos(6.14)$ = 639.1	0.77	28.4	6.73
G	$698.46 \times 17.59 \times \sin(6.14)$ = -131.41	$698.46 \times 17.59 \times \cos(6.14)$ = 1221.55	0.77	15.18	6.73
H	$-386.8 \times 277.4 \times \sin(6.14)$ = -1147.77	$386.84 \times 277.4 \times \cos(6.14)$ = 10669.39	6.13	15.18	7.31
I	$247.15 \times 277.4 \times \sin(6.14)$ = 733.3	$247.15 \times 277.4 \times \cos(6.14)$ = 6816.62	12.25	15.18	7.64
J	$284.76 \times 47.35 \times \sin(6.14)$ = 144.22	$284.76 \times 47.35 \times \cos(6.14)$ = 1340.61	11.48	15.18	7.72
	$R_x = 7872.88$		X_{Rx} = 9.78	Y_{Rx} = 15.18	Z_{Rx} = 3.12
		$R_z = 21317.37$	X_{Rz} = 7.8	Y_{Rz} = 15.18	Z_{Rz} = 7.38

Tab.II.10: forces résultantes et leurs points d'applications

Excentricité de la force globale horizontale :

$$e = Y_{\text{tot}} - Y_{Rx} = 15.18 - 15.75 = 0.005 \text{ m} < b/10 = 3.035 \text{ m}$$

Donc la construction n'est pas soumise à la torsion effluente de cette force.

II.4. Surcharge de la neige :

Selon le DTR (RNV99) la charge de neige est donnée par les formules suivantes :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad (\text{page 13}).$$

KHENCHELA est en zone B (page 28) alors :

S : charge caractéristique de neige.

S_k : charge de neige sur le sol.

μ : coefficient d'ajustement des charges (coefficient de forme).

➤ **Toiture à deux versants :**

Le coefficient de forme à considérer est celui correspondant à la disposition de charges produisant les effets les plus défavorables parmi les cas suivants :

Cas de toiture à deux versants à angles égaux (cas de charges uniformément réparties).

Pour : ($0^\circ \leq \alpha = 6.14^\circ < 15^\circ$) alors d'après (RNV99 P 18)

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}; \quad \text{Tel que H : altitude en m.}$$

$$\text{D'où on a: } S = 0.8 \times \frac{0.04 \times 1200 + 10}{100} = 46.4 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 46.4 \text{ daN/m}^2$$

II.5. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir les charges climatiques dues au vent et à la neige. Ces charges serviront au calcul des portiques et des palées de stabilités.

Chapitre : III

Etude Des Eléments Secondaires

Chapitre III. Etude des éléments secondaires :

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on va vérifier la résistance des profilés choisis, aux différents efforts. Les éléments concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses et les potelets.

Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 3 (EC3) : Règles de conception et de calcul des structures en acier.

III.2. Calcul des pannes :

III.2.1. Détermination des sollicitations:

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle « α », et de ce fait elles travaillent en flexion déviée.

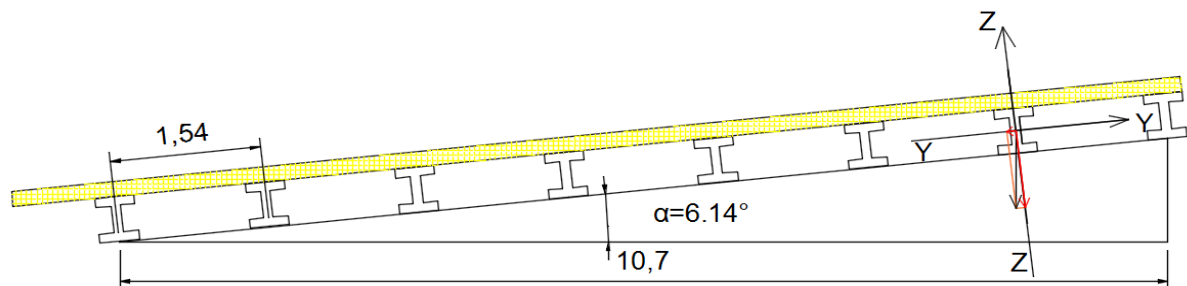


Fig.III.1: Disposition des pannes

III.2.1.1. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes G :

- Poids de la toiture : panneau sandwich (TL75)
 $G_1 = 15 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre de L'IPE140 (estimé) :
 $G_2 = 12.9 \text{ kg/m}$
- Accessoires: $G_3 = 5 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ daN/m}^2$

b) Surcharge d'entretien p : selon le livre (Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'Eurocode 3 page 97)

Deux charges concentrées de 100 Kg, chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée. la charge uniformément répartie q est obtenue par le moment maximum due à p.

$$M_{\max} = \frac{p \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times p}{3 \times L} = 62.02 \text{ daN/m}$$

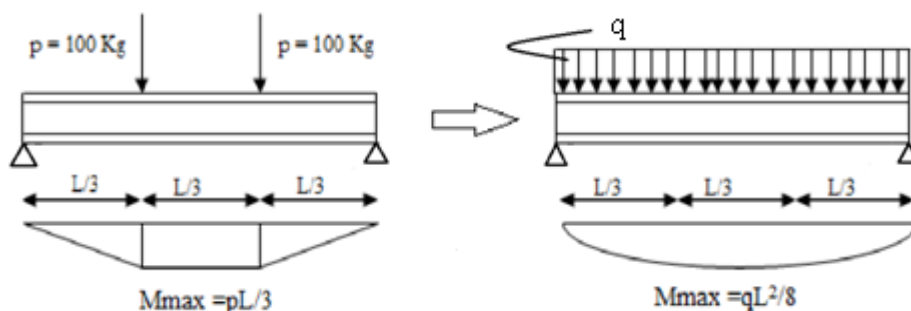


Fig.III.2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

$$G = (G_1 + G_3) \times e + G_2$$

Espacement des pannes $e = 1.54 \text{ m}$

N nombre de panne : $N = n(e) + 1 = 8$

$$G = 1.54 (15+5) + 12.9 = 43.7 \text{ daN/m}$$

c) Charge climatique de la neige « S » :

$$S = 46.4 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 46.4 \times 1.54 = 71.46 \text{ daN/m}$$

d) Charge climatique de vent « w » :

Charge du vent W :

$$W = -104.231 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -104.231 \times 1.54 = -160.52 \text{ daN/m}$$

Charge suivant les axes :

$$G_z = G \cdot \cos(6.14) = 43.45 \text{ daN/m}$$

$$G_y = G \cdot \sin(6.14) = 4.68 \text{ daN/m}$$

$$S_z = S \cdot \cos(6.14) = 71.06 \text{ daN/m}$$

$$S_y = S \cdot \sin(6.14) = 7.65 \text{ daN/m}$$

$$q_z = q \cdot \cos(6.14) = 61.67 \text{ daN/m}$$

$$q_y = q \cdot \sin(6.14) = 6.64 \text{ daN/m}$$

III.2.1.2. Combinaison des charges :

✓ **à ELU :** (l'eurocode3 page : 2-15)

Suivant l'axe Z_Z :

Combinaison Q_{UZ}	Résultat (daN/m)
$1.35G_z + 1.5S_z$	165.25
$1.35G_z + 1.5q_z$	151.17
$G_z + 1.5W$	-197.08
$G_z + 0.9 \times 1.5(S_z/2 + W)$	-125.29

Tab.III.1: combinaisons des charges suivant l'axe Z_Z à ELU

Le cas le plus défavorable :

$$Q_{UZ} = 197.08 \text{ daN/m}$$

Suivant l'axe Y_Y :

Combinaison Q_{UY}	Résultat (daN/m)
$1.35G_y + 1.5S_y$	17.80
$1.35G_y + 1.5q_y$	16.28

Tab.III.2: combinaisons des charges suivant l'axe Y_Y à ELU

Le cas le plus défavorable :

$$Q_{UY} = 17.80 \text{ daN/m}$$

✓ à ELS : (l'Eurocode3 page :2-16)

✚ Suivant l'axe Z-Z :

Combinaison Q_{UZ}	Résultat (daN/m)
$G_Z + S_Z$	114.51
$G_Z + q_z$	105.12
$G_Z + W$	-117.07
$G_Z + 0.9 \times (S_Z/2 + W)$	-69.05

Tab.III.3: combinaisons des charges suivant l'axe Z-Z à ELS

Le cas le plus défavorable :

$$Q_{SZ} = 117.07 \text{ daN/m}$$

✚ Suivant l'axe Y-Y :

Combinaison Q_{SY}	Résultat (daN/m)
$G_y + S_y$	12.33
$G_y + q_y$	11.32

Tab.III.4: combinaisons des charges suivant l'axe Y-Y à ELS

Le cas le plus défavorable :

$$Q_{SY} = 12.33 \text{ daN/m}$$

III.2.2. Calcul des moments :

a) moment suivant l'axe Y-Y :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = \frac{17.8 \times (4.3)^2}{8} = 41.15 \text{ daN.m}$$

b) moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{197.08 \times (4.3)^2}{8} = 455.51 \text{ daN.m}$$

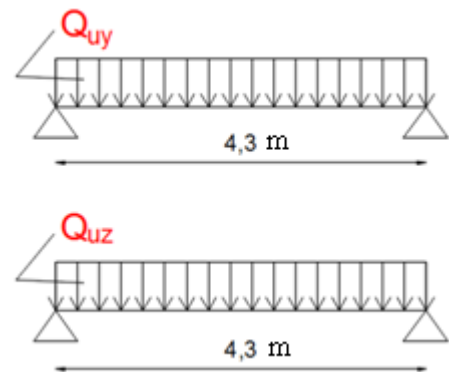


Fig.III.3: schéma statique des pannes

III.2.3. Dimensionnement des pannes :

La flèche limite pour toitures en général est $\frac{L}{200}$ (EC : TAB 4.1; Page 4.3)

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \cdot L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \times L^3}{E} \times 200 = \frac{5}{384} \times \frac{117.07 \times (4.3)^3}{2.1} \times 10^{-2} \times 200 = 115.43 \text{ cm}^4$$

$I_y = 141 \text{ cm}^4 \geq 115.43 \text{ cm}^4$ donc on prend **IPE A 100**

➤ **Classification de la section :**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.813$$

Semelle:

$$\frac{b}{2t_f} = 5.85 < 10\varepsilon = 8.13$$

Donc Semelle de classe 01

Âme:

$$\frac{d}{tw} = 20.73 < 33\varepsilon = 26.84$$

Donc Âme de classe 01

Le profilé est de classe 01

III.2.4. Vérification :

$$\delta_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sy} \cdot L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \times \frac{12.33 \times (4.3)^4}{2.1 \times 13.1} = 2cm \leq \frac{L}{200} = 2.15cm$$

Donc la condition est vérifiée.

III.2.4.1. Vérification de la résistance :

Interaction Effort tranchant – Moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{197.08 \times 4.3}{2} = 423.73 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec :}$$

$$A_v = 4.44 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 4.44 \times 10^2 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1} = 9100.2 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 423.73 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 4550.1 \text{ daN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

D'après l'Eurocode 3 (page:5-63 Equa:5-35) , la résistance du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{ (page:5-63 Equa:5-35)}$$

Tel que : $\alpha = 2 ; \quad \beta = 1 ; \quad \gamma_{M0} = 1 ;$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{ply} = 60.7 \times 10^3 \times 355 = 2154.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{plz} = 13.6 \times 10^3 \times 355 = 482.8 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{455.51}{2154.85} \right]^2 + \left[\frac{41.15}{488.8} \right]^1 = 0.13 \leq 1$$

La résistance du profilé est vérifiée

III.2.4.2. Vérification de la résistance au déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{(page:5-84 Equa:5-52)}$$

On a : $N_{sd} = 0$

Et : $f_y = 355$, $\gamma_{M1} = 1.1$, $W_{ply} = 33 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $W_{plz} = 7.5 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $k_z = k_{LT} = 1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{(page:5-78 Equa:5-49)}$$

$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$ (page:5-78)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \text{(page:5-78)}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.9\epsilon = 115.42$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{K_v K_\phi L_D^2} \left[\sqrt{(C_2 Z_a)^2 + \frac{I_\omega}{I_z} \left(\frac{G I_t K_\phi^2 L_D^2}{\pi^2 EI_\omega} + 1 \right)} + C_2 Z_a \right] \quad \text{(page:F-5 Equa:F-4)}$$

- Les conditions aux limites pour le deux appuis sont :
 $v_1 = v_2 = 0$; $w_1 = w_2 = 0$; $\phi_1 = \phi_2 = 0$ donc $K_v = K_\phi = 1$ (semi rigide)
- Les valeurs de C_1 ; C_2 ; C_3 dépendent des cas de charge qu'est répartie pour $K_\phi = 1$:
 $C_1 = 1.132$; $C_2 = 0.459$; $C_3 = 0.525$
- selon la position du point d'application de charges extérieures :
 $Z_a = -h/2 = -50 \text{ mm}$
- $G = 81000 \text{ Mpa}$; $I_t = 1.2 \times 10^4 \text{ mm}^4$; $L_D = 4300 \text{ mm}$; $I_w = 0.35 \times 10^9 \text{ mm}^6$

Donc

$$M_{cr} = \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 13.1 \times 10^9}{4300^2} \left[\sqrt{(0.459 \times 50)^2 + \frac{I_\omega}{I_z} \left(\frac{G I_t K_\phi^2 L_D^2}{\pi^2 EI_\omega} + 1 \right)} - 0.459 \times 50 \right]$$

$$M_{cr} = 14.67 \times 10^3 \left[\sqrt{526.71 + \frac{0.28 \times 10^5}{13.1} \left(\frac{8.1 \times 0.77 \times 4.3^2 \times 10^{14}}{3.14^2 \times 2.1 \times 0.28 \times 10^{14}} + 1 \right)} - 22.95 \right]$$

$M_{cr} = 2781557.1 \text{ N.mm}$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 33 \times 10^3 \times 355}{2781557.1}} = 2.05$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left(1 + 0.21 \times (2.05 - 0.2) + 2.05^2 \right) = 2.79$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.79 + \sqrt{(2.79)^2 - (2.05)^2}} = 0.22 < 1$$

$$\frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \implies (1.8) + (0.17) = 1.97 < 1 \dots\dots\dots C.N.V$$

On utiliser **IPE 120**.

➤ **Classification de la section :**

Semelle:

$$\frac{b}{2t_f} = 5.08 < 10\varepsilon = 8.13$$

Donc Semelle de classe 01

Âme:

$$\frac{d}{tw} = 21.23 < 33\varepsilon = 26.84$$

Donc Âme de classe 01

Le profilé est de classe 01

$$M_{cr} = 6167054.05 \text{ N.mm}$$

$$\begin{cases} \lambda_{LT} = 1.869 \\ \varphi_{LT} = 2.42 \\ \chi_{LT} = 0.25 \end{cases}$$

$$(0.87) + (0.17) = 1.04 > 1 \dots\dots\dots C.N.V$$

On va ajouter les liernes au milieu de la panne et on trouve les résultats suivants :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = \frac{17.8 \times (4.3/2)^2}{8} = 10.29 \text{ daN.m}$$

Alors:

$$(0.87) + (0.024) = 0.90 < 1 \dots\dots\dots C.V$$

On doit utiliser **IPE 120**.

III.2.5. Calcul des liernes :

$$R = 1.25 \times \frac{Q_{uy} \times L}{2} = 1.25 \times 17.8 \times \frac{4.3}{2} = 47.84 daN$$

$$\text{Lierne 1 : } N_1 = \frac{R}{2} = 23.92 daN$$

$$N_2 = N_1 + R = 71.76 daN$$

$$N_3 = N_2 + R = 119.6 daN$$

$$N_4 = N_3 + R = 167.44 daN$$

$$N_5 = N_4 + R = 215.28 daN$$

$$N_6 = N_5 + R = 263.12 daN$$

$$2N_7 \cos\theta = N_6$$

$$N_7 = \frac{N_6}{2 \times \cos\theta}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{2.15}{1.537} \Rightarrow \theta = 54.44^\circ$$

$$\Rightarrow N_7 = \frac{263.12}{2 \times 0.58} = 226.83 daN$$

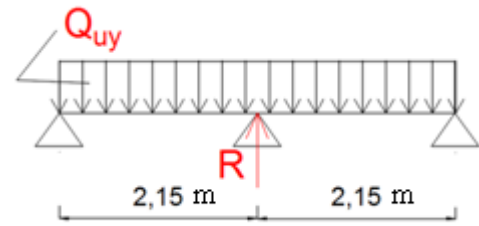


Fig.III.4: schéma statique de lierne

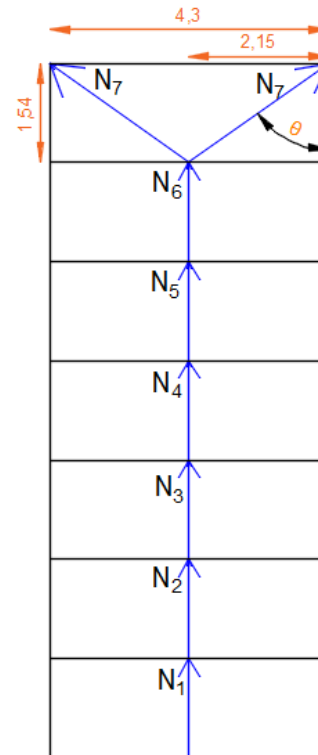


Fig.III.5: disposition des liernes

Le tronçon le plus sollicité est $N_{sd} = N_6$ il faut donc vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 8.16 mm^2 \quad \text{Donc : } D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 3.23 mm$$

Soit un rond plein $\phi = 10 mm$ à adopter pour les liernes des pannes.

III.3. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardage sont des poutrelles généralement de forme (IPE, UPN) disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou les potelets pour reprendre les efforts du vent sur le bardage.

La lisse fléchit verticalement sous l'effet de son poids propre et du poids de bardage qui lui est associé. De ce fait elle fonctionne en flexion déviée.

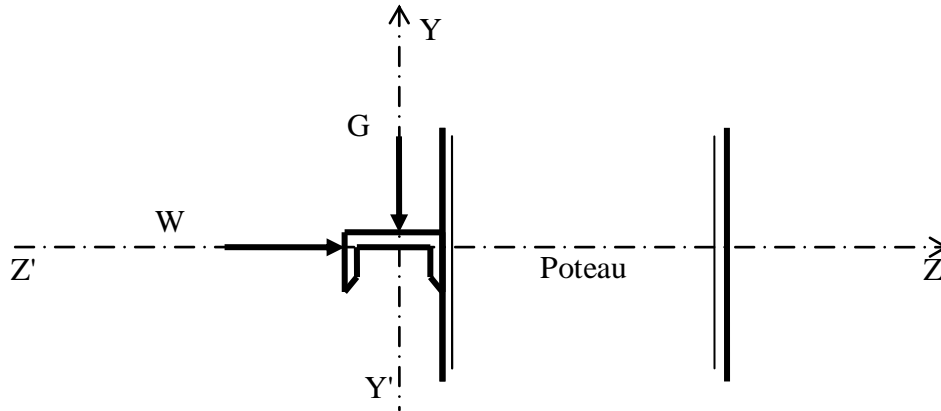


Fig.III.6: disposition de la lisse de bardage

III.3.1. Evaluation des charges :

a) Charge permanente :

- panneau sandwich (TL75) :

$G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$

- Poids propre d'UPN 140 (estimé) :

$G_2 = 16 \text{ daN/m}$

$G = 1.25G_1 + G_2 = 34.75 \text{ daN/m}$

b) Charge de vent :

$W = 70.986 \times 1.25 = 88.74 \text{ daN/m}$ (d = 1.25 m l'entraxe entre les lisses)

III.3.2. Combinaison de charge :

✓ à ELU

Combinaison Q_U	Résultat (daN/m)
$(1.35 G)_y + (1.5W)_z$	$(46.92)_y + (133.11)_z$

✓ à ELS

Combinaison Q_S	Résultat (daN/m)
$(G)_y + (W)_z$	$(34.75)_y + (88.74)_z$

III.3.3. Calcul des moments :

a) moment suivant l'axe Y-Y

$$M_{z.sd} = \frac{1.35G \times .L^2}{8} = 146.63 daN.m$$

b) moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_{y.sd} = \frac{1.5W \times .L^2}{8} = 415.97 daN.m$$

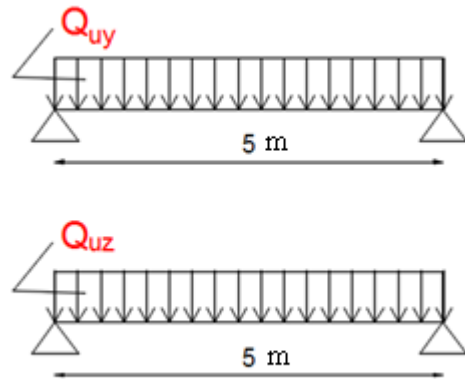


Fig.III.7: schéma statique des lisses de bardage

III.3.4. Dimensionnement de la lisse de bardage :

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{W.L^4}{EI_y} = \frac{L}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{88.74 \times 10^{-2} \times (5)^3}{2.10} \times 200 = 137.57 cm^4$$

$$I_y = 106 cm^4 \geq 137.57 cm^4 \quad \text{donc on prend UPN 100}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\delta_y = \frac{5}{384} \times \frac{G.L^4}{EI_z} = \frac{5}{384} \times \frac{34.75 \times 10 \times (5)^4}{2.1 \times 29.3} = 45.97 mm \geq \frac{5000}{200} = 25 mm \quad \dots\dots\dots C.N.V$$

La flèche étant très forte, il faut disposer des suspentes à mi- portée pour créer un appui intermédiaire.

Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis et la flèche est totalement réduite

$$\delta_y = 2.88 mm \leq 12.5 mm \quad \dots\dots\dots C.V$$

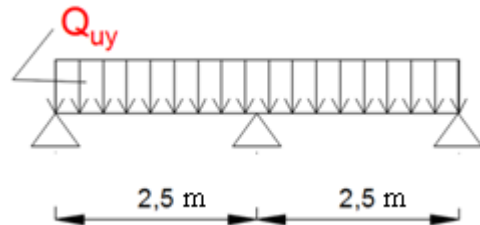


Fig.III.8: schéma statique d'appui intermédiaire

➤ **Classification de la section :**

Semelle:

$$\frac{b}{2t_f} = 5.85 < 10\varepsilon = 8.13$$

Donc Semelle de classe 01

Âme:

$$\frac{d}{tw} = 20.73 < 33\varepsilon = 26.84$$

Donc Âme de classe 01

Le profilé est de classe 01

III.3.5. Vérification :

III.3.5.1. Vérification de la résistance

✚ Interaction Effort tranchant – Moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{133.11 \times 5}{2} = 322.78 \text{ daN} \quad V_{sd} = 322.78 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = 6.46 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 6.46 \times 10^2 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1} \quad V_{pl.Rd} = 13240 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 322.78 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl.Rd} = 6620 \text{ daN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

✚ Vérification de la flexion bi axiale :

On doit vérifier que :

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

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ section en U

$$M_{ply} = (W_{ply} \times f_y) / \gamma_{M0} = (49 \times 10^3 \times 355) / 1.1 = 1581.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz} = (W_{plz} \times f_y) / \gamma_{M0} = (16.2 \times 10^3 \times 355) / 1.1 = 522.81 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{417.97}{1581.36} \right]^2 + \left[\frac{146.63}{522.81} \right]^1 = 0.35 < 1$$

Donc les lisses de bardage sont en UPN100.

III.3.6. Calcul des liernes :

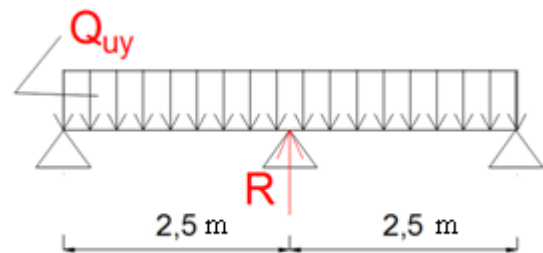


Fig.III.9: schéma statique de liernes

$$R = 1.25 \times \frac{Q_{uy} \times L}{2} = 1.25 \times 25.57 \times \frac{5}{2} = 146.63 \text{ daN}$$

$$N_1 = \frac{R}{2} = 73.32daN$$

$$N_2 = N_1 + R = 219.95daN$$

$$N_3 = N_2 + R = 366.58daN$$

$$N_4 = N_3 + R = 513.21daN$$

$$N_5 = N_4 + R = 659.84daN$$

$$2N_6 \cos\theta = N_5$$

$$tg\theta = \frac{2.5}{0.4} \Rightarrow \theta = 80.91^\circ$$

$$N_6 = \frac{659.84}{2 \times 0.45} = 2088.29daN$$

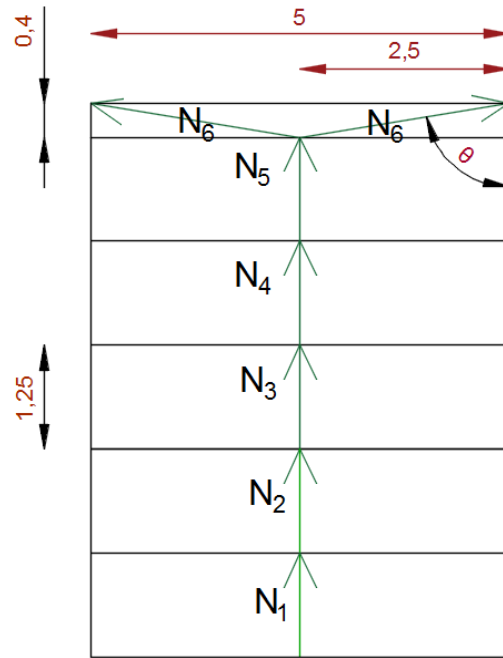


Fig.III.10:disposition des liernes

Le tronçon le plus sollicité est $N_{sd} = N_6$ il faut donc vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 64.71mm^2$$

Donc : $D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 9.08mm$

Soit un rond plein $\phi = 10mm$ à adopter pour les liernes des pannes.

III.4. Dimensionnement des potelets :

Les potelets sont soumis à la flexion composée dont les efforts sont :

- efforts normaux produits par le poids propres des potelets et les lisses.
- effort de flexions produites par l’action du vent sur le pignon.

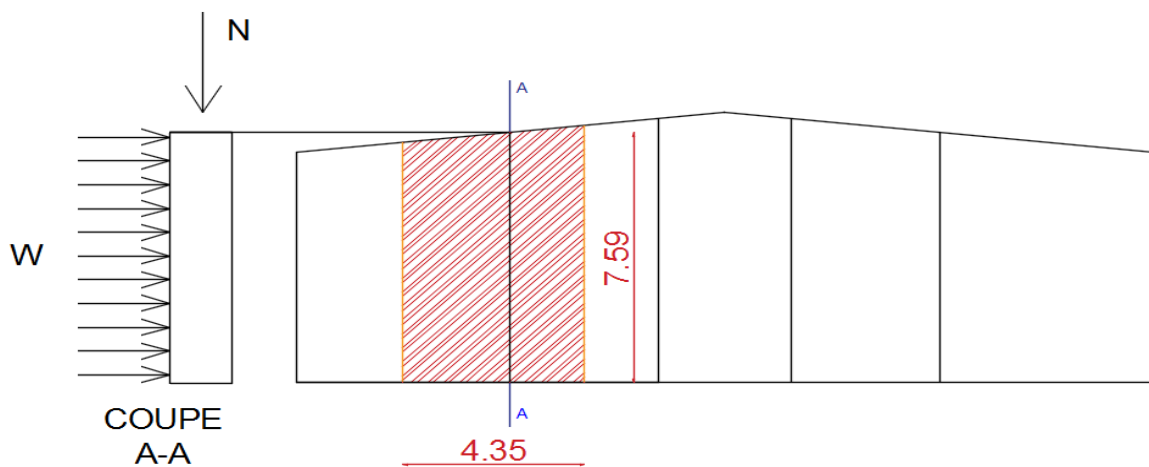


Fig.III.11: le potelet le plus sollicité

• **Données :**

Hauteur du potelet : $L = 7.59m$.

Entre axe: $d = 4.35 m$.

$W = 70.99 daN / m^2$.

$W = 70.99 \times 4.35 = 308.81 daN / m$.

III.4.1. Détermination des sollicitations :

- Poids propre des lisses courantes : $10.6 \times 4.35 \times 7 = 322.77 daN$.
- Poids propre de bardage : $15 \times 4.35 \times 7.59 = 495.25 daN$.
- Poids propre du potelet HEA 100: $16.7 \times 7.59 = 126.76 daN$.

Poids total : $G = 944.78 daN$.

III.4.2. Combinaison de charge :

✓ à ELU

Combinaison Q_U	Résultat $(daN)_y + (daN/m)_z$
$(1.35 G)_y + (1.5W)_z$	$(1275.46)_y + (463.22)_z$

✓ à ELS

Combinaison Q_S	Résultat $(daN)_y + (daN/m)_z$
$(G)_y + (W)_z$	$(944.78)_y + (308.81)_z$

III.4.3. Calcul du moment :

a) moment suivant l'axe Z-Z

$$M_{y.sd} = \frac{W \times L^2}{8} = 3335.66 daN.m$$

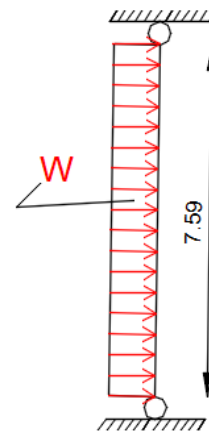


Fig.III.12: schéma statique des potelets

III.4.4. Dimensionnement des potelets :

➤ **Condition de la flèche :**

$$\frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \cdot L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} L^3}{E} \times 200 = \frac{5}{384} \times \frac{308.81 \times (7.59)^3}{2.1} \times 10^{-2} \times 200 = 1674.43 cm^4$$

$I_y \geq 1674.43 cm^4$. On prend un profilé **HEAA 180** tel que : $I_y = 1967 cm^4$.

- Poids propre du potelet HEAA 180: $28.7 \times 7.59 = 217.84 daN$.

Poids total : $G = 1035.86 daN$

➤ **Classification de la section :**

Semelle:

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{180}{2 \times 7.5} = 12 < 15\varepsilon = 12.15$$

Donc Semelle de classe : 3

Âme:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122}{5} = 24.4 < 33\varepsilon = 26.73$$

Donc Âme de classe : 1

Le profilé de classe : 3.

III.4.5. Vérification :

III.4.5.1 Détermination des résistances élastiques en section :

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{36.5 \times 10^2 \times 355}{1.1} = 129575 \text{ daN}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{el.y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{235.6 \times 10^3 \times 355}{1.1} = 7603.46 \text{ daN.m}$$

Avec : $\gamma_{M0} = 1.1$

III.4.5.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{A \times f_{yd}} + \frac{M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_{yd}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_{yd}} \leq 1 \quad (\text{page:5-64 Equa:5-38})$$

Tel que : $M_{z.sd} = 0$; $N_{sd} = 1.35G = 1398.42 \text{ daN}$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.72 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1398.42}{36.5 \times 10^2 \times 322.72} + \frac{3335.66 \times 10}{235.6 \times 322.72} = 0.44 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.5.3. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (\text{page:5-84 Equa:5-53})$$

Avec : $M_{z.sd} = 0$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

✚ Calcul de K_y et χ_{\min} :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot N_{pl.Rd}} \quad \text{Mais } K_y \leq 1.5. \quad \chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

✓ Calcul de μ_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [(\beta_{My} \times 2) - 4] + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}}$$

Et : Car le moment est dû à des charges transversales : $\beta_{My} = \beta_{M0} = 1.3$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} \quad \beta_a = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \varepsilon = 0.81$$

- $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{759}{7.34} = 103.41 \quad l_{f.y} = 759\text{cm}$

- $\bar{\lambda}_y = \frac{103.41}{76.39} \sqrt{1} = 1.36$

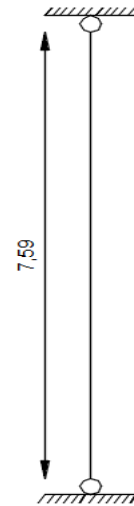
$$\mu_y = 1.36 \times [(1.3 \times 2) - 4] + \frac{258.2 - 235.6}{235.6} = -1.81 < 0.9$$

✓ Calcul de χ_y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Fig.III.13: longueur de flambement de potelet autour l'axe y-y



✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée HEAA 180 : $h = 167 \text{ mm}$, $b = 180 \text{ mm}$, $t_f = 7.5 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{167}{180} = 0.93 < 1.2$. et $t_f = 7.5 < 100\text{mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y	b	$\alpha_y = 0.34$
z-z	c	$\alpha_z = 0.49$

Tab.III.5: Coefficients de flambement correspondants à la section HEAA 180.

Alors :

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.49(1.36 - 0.2) + 1.36^2] = 3.42$$

$$\chi_y = \frac{1}{3.42 + [3.42^2 - 1.36^2]^{0.5}} = 6.55$$

➤ Calcul de K_y :

$$k_y = 1 - \frac{-1.81 \times 1275.46}{6.55 \times 129575} = 1.003 < 1.5$$

➤ Calcul de χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_{f.z}}{i_z} = \frac{125}{4.47} = 27.96 \quad l_{f.z} = 125 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{27.96}{76.39} \sqrt{1} = 0.36$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.36 - 0.2) + 0.36^2] = 1.21$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.21 + [1.21^2 - 0.36^2]^{0.5}} = 0.42$$

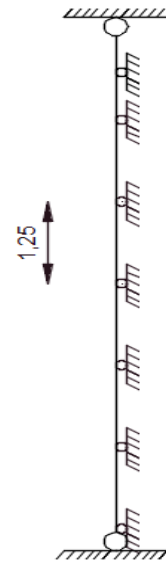


Fig.III.14: longueur de flambement de potelet autour l'axe z-z

➤ Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min(6.55; 0.42) \quad \chi_{\min} = 0.42$$

Donc :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{1398.42 \times 1.1}{0.42 \times 129575} + \frac{1.003 \times 3335.66 \times 1.1}{7603.46} = 0.52 < 1$$

Alors La condition de la résistance au flambement est vérifiée.

III.5. Conclusion :

- Les pannes : **IPE 120**.
- Les lisses : **UPN 100**.
- Les potelets : **HEAA180**.

Chapitre : IV

Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux

Chapitre IV. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

IV.1. Pré-dimensionnement des portiques :

IV.1.1. Introduction :

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, leur rigidité assure la stabilité transversale de notre construction.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables mentionnées dans le règlement « Eurocode 03 » auxquelles il est soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

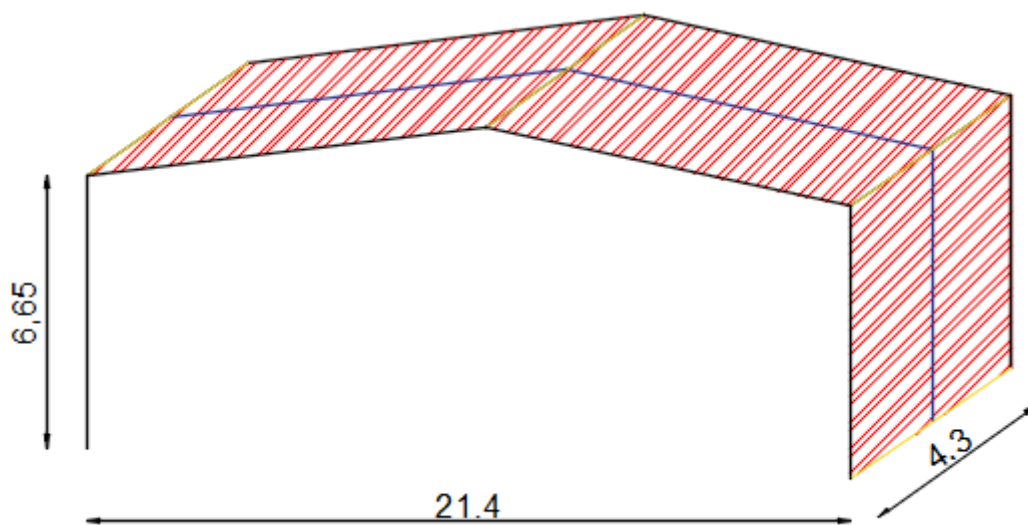


Fig.IV.1: la surface chargée du portique le plus sollicité

IV.1.2. Principe de calcul:

À l'aide du logiciel RDM 6, les forces ponctuelles appliquées sur le portique considéré aux points d'interactions panne-traverse et lisse-poteau seront transformées en charges réparties pour simplifier les calculs.

Ce logiciel nous permet aussi de déterminer les réactions d'appuis; les efforts: normaux ; tranchants et les moments maximaux de portique provoqués par ces charges réparties pour le dimensionner.

IV.1.3. Dimensionnement de la traverse :

IV.1.3.1. Détermination des sollicitations :

Les traverses sont posées inclinées d'un angle « α » suivant l'axe X et de ce fait elles travaillent en flexion composée.

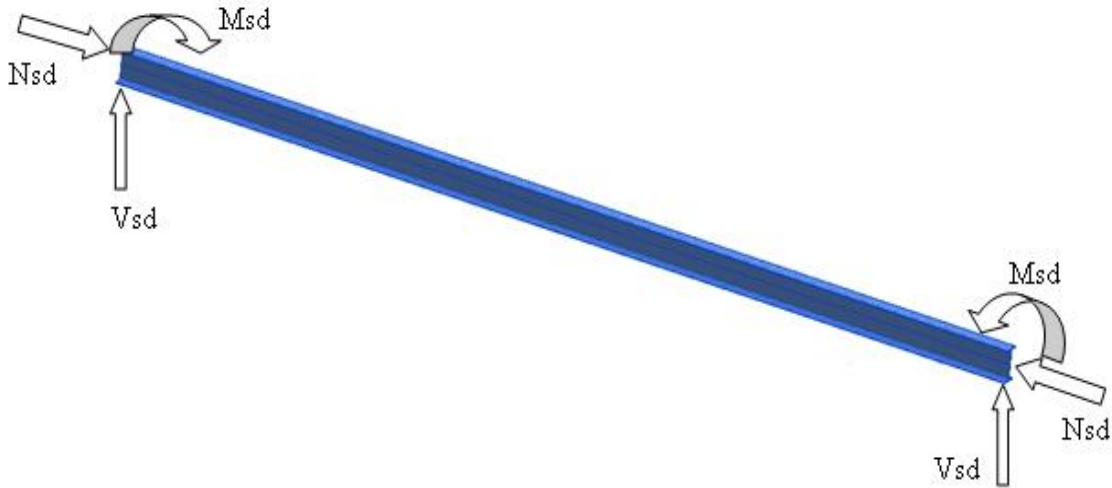


Fig.IV.2: la traverse soumis à la flexion composée

IV.1.3.2. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes G :

- Poids de toiture : panneau sandwich (TL75)

$$G_1 = 15 \text{ kg/m}^2$$

- Poids propre de panne (IPE120) :

$$G_2 = 10.4 \text{ kg/m}$$

- Accessoires: $G_3 = 5 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ daN/m}^2$

Donc : $F_{G'} = (G_1 + G_3) \times l \times L + G_2 \times L = (15 + 5) \times 1.54 \times 4.3 + 10.4 \times 4.3 = 177.16 \text{ daN}$

- Poids propre de traverse IPE300 (estimé) :

$$G_{tra} = 42.2 \text{ daN/m}$$

$$M_{\max G.y} = 2232.23 \text{ daN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{\max G.y} = \frac{q_{G.Z} \times L^2}{8} \Rightarrow q_{G.Z} = \frac{8 \times M_{\max G.y}}{L^2} = 154.25 \text{ daN/m}$$

b) Charge d'entretien :

$$F_q = 100 \times 2 = 200 \text{ daN}$$

$$M_{\max q.y} = 1834.29 \text{ daN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{\max q.y} = \frac{q_{q.Z} \times L^2}{8} \Rightarrow q_{q.Z} = \frac{8 \times M_{\max q.y}}{L^2} = 126.75 \text{ daN/m}$$

(1) et (2) : résultats de logiciel RDM 6

c) Charge climatique de la neige « S » :

$$S = 46.4 \times 4.3 = 199.52 \text{ daN/m}$$

d) Charge climatique du vent « W » :

Deux cas de vent sont à envisager :

Vent 1 : (vent sur long pan)

$$\text{Poteau au vent : } 34.923 \times 4.3 = 150.17 \text{ daN/m}$$

$$\text{Poteau sous le vent : } -24.178 \times 4.3 = -103.97 \text{ daN/m}$$

$$\text{Traverse : } -104.231 \times 4.3 = -448.2 \text{ daN/m}$$

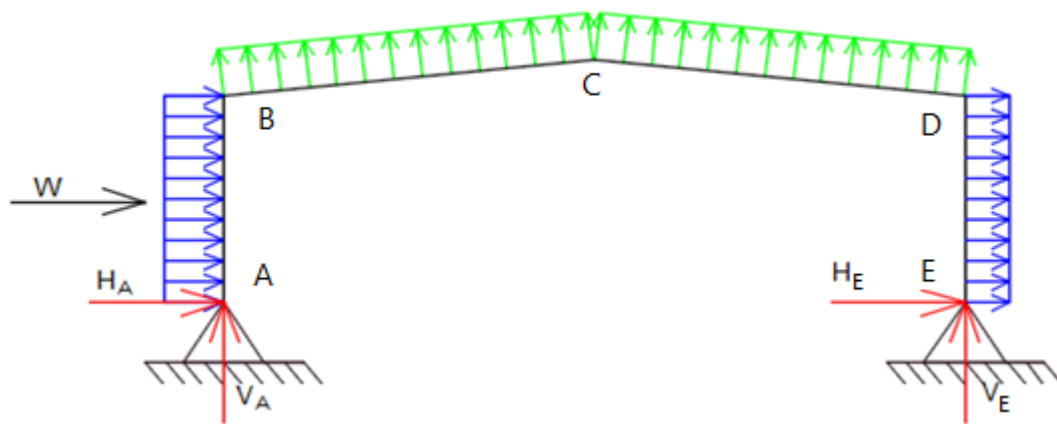


Fig.IV.3: vent sur long pan

Vent 2 : (vent sur pignon)

$$\text{Poteau : } -27.302 \times 4.3 = -117.4 \text{ daN/m}$$

$$\text{Traverse : } -66.071 \times 4.3 = -284.11 \text{ daN/m}$$

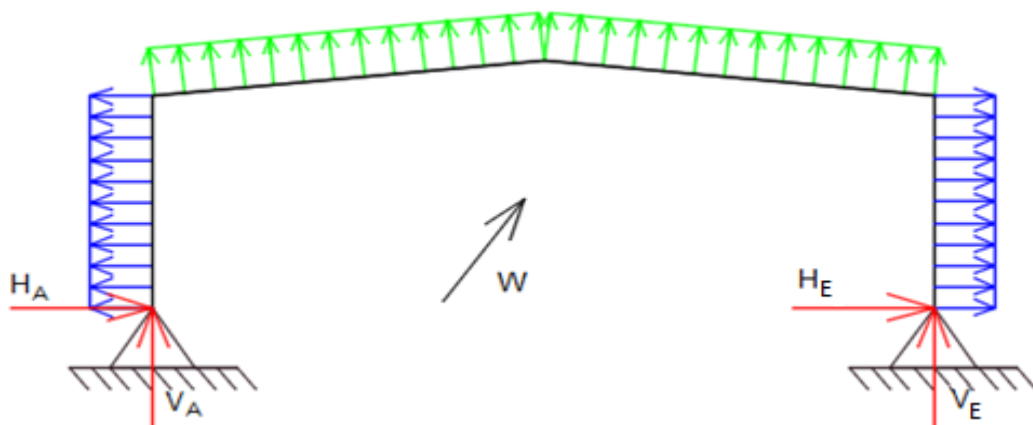


Fig.IV.4: vent sur pignon

IV.1.3.3. Calcul des sollicitations :

✓ Charge permanente G :

Action	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	782	-782	1660	1660	-5200.26	2781.3	5200.26

✓ Charge d'entretien :

Action	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
q	642.6	-642.6	1364	1364	-4273.2	2285.5	4273.2

✓ Charge climatique de la neige « S » :

Action	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
S	1011.5	-1011.5	2147.2	2147.2	-6726.5	3597.6	6726.5

✓ Charge climatique de vent « W » :

Vent 1 :

Action	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
W1	-3198.7	1508.7	-5085.9	-4560.8	17951.2	-8133.3	-12331.8

Vent 2 :

Action	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
W2	-1026.1	1026.1	-3057.5	-3057.5	9419.5	-4860.1	-9419.5

IV.1.3.4. Combinaisons des sollicitations :

✓ À ELU : (l'eurocode3 page : 2-15)

	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+ 1.5 S	2572.95	-2572.95	5461.8	5461.8	-17110.11	9151.16	17110.11
1.35G +1.5q _q	2019.6	-2019.6	4287	4287	-13430.16	7183.1	13430.6
1.35G + 1.5W ₁	-3742.35	1207.35	-5387.85	-4600.2	19906.5	-8445.2	-11477.35
G + 1.5W ₁	-4016.05	1481.05	-5968.85	-5181.2	21726.54	-9418.65	-13297.44
1.35G + 1.5W ₂	-483.45	483.45	-2345.25	-2345.25	7108.9	-3535.4	-7108.9
G + 1.5W ₂	-757.15	757.15	-2926.25	-2926.25	8928.99	-4508.85	-8928.99
1.35G+0.9× 1.5(S/2+W ₁)	-2579.79	298.29	-3175.61	-2466.72	12673.39	-4796.82	-5087.2
1.35G+0.9× 1.5(S/2+W ₂)	353.23	-353.23	-437.27	-437.27	1155.59	-378	-1155.59

Tab.IV.1: Réactions et moments d'appuis de chaque combinaison de charge à ELU

✓ À ELS :

	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G + S	1793.5	-1793.5	3807.2	3807.2	-11926.76	6378.9	11926.76
G + q _q	1424.6	-1424.6	3024	3024	-9473.46	5066.8	9473.46
G + W ₁	-2416.7	726.7	-3425.9	-2900.8	12750.94	-5352	-7131.54
G + W ₂	-244.1	244.1	-1397.5	-1397.5	4219.24	-2078.8	-4219.24
G+0.9× (S/2+W ₁)	-1641.66	120.66	-1951.07	-1478.48	7928.9	-2919.75	-2871.44
G+0.9× (S/2+W ₂)	313.69	-313.69	-125.51	-125.51	250.37	26.13	-250.37

Tab.IV.2: Réactions et moments d'appuis de chaque combinaison de charge à ELS

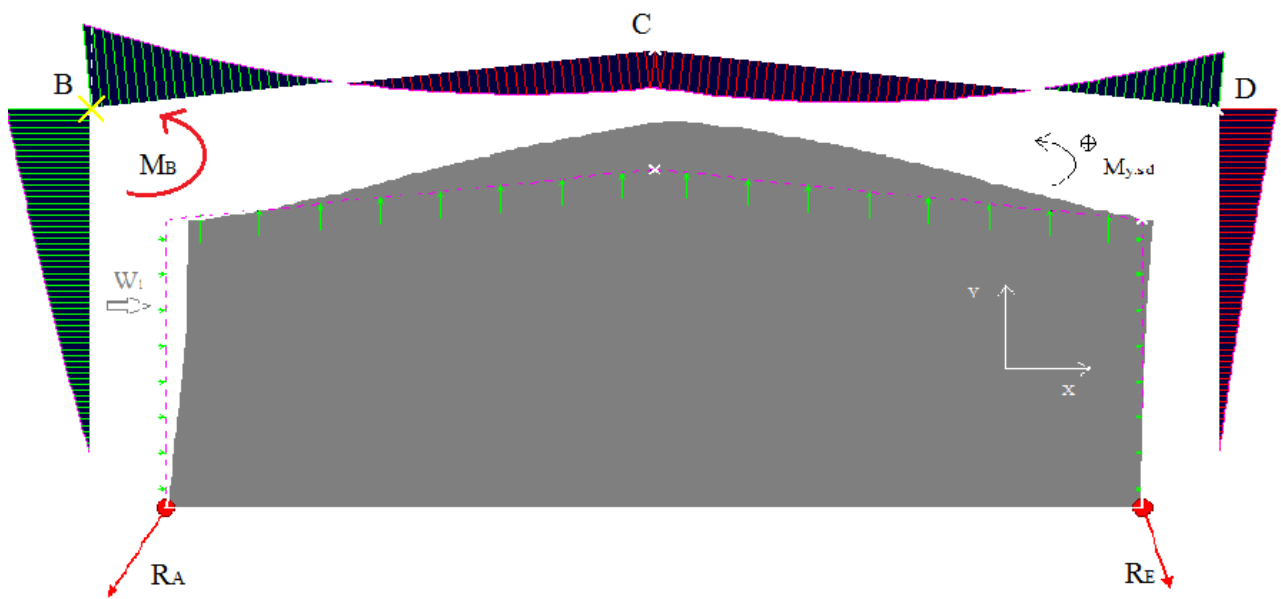


Fig.IV.5: diagramme de moment sous la l'action combinée G+1.5W₁

IV.1.3.5. Dimensionnement préliminaire :

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont :

- ✓ Au faîtage : M_C = 9418.65 daN.m
- ✓ Aux appuis : M_B = 21726.54 daN.m

Les modules nécessaires sont, sachant qu'il faut vérifier en flexion :

$$M_{y.sd} \leq W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0}$$

Soit : $W_{ply} \geq M_{y.sd} \times \gamma_{M0} / f_y$

- ✓ Au faîtage : $W_{ply} \geq 291.85 \text{ cm}^3$ Soit : IPE 240
- ✓ Aux appuis : $W_{ply} \geq 673.23 \text{ cm}^3$ Soit : IPE 330

Donc on prend: **IPE 330**

IV.1.3.6. Vérification :

IV.1.3.6.1. Vérification de la traverse à la traction :

$$N_{t.sd} = 5968.85 \times \sin(6.14) + 4016.05 \times \cos(6.14) = 4631.43 \text{ daN}$$

$$N_{t.sd} = 4631.43 \text{ daN} < N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 202027.27 \text{ daN} \dots\dots\dots C.V$$

IV.1.3.6.2. Vérification de la traverse à l'ELS :**✚ Vérification de la condition de la flèche :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faîtage de la traverse (au point C) sous les actions combinées non pondérées de : G+S et G+W₁

La flèche maximale au faîtage est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{1}{384EI_y} (5ql^4 - 48M_B l^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = G+S = 154.25 + 199.52 = 353.77 \text{ daN/m} \\ M_B = 11926.76 \text{ daN.m sous la combinaison G+S.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = G+W_1 = 154.25 - 448.2 = 293.95 \text{ daN/m} \\ M_B = 12750.94 \text{ daN.m sous la combinaison G+W}_1. \end{array} \right.$$

$$Y_{max}(G + S) = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 8356} (5 \times 353.77 \times 10.76^4 - 48 \times 11926.76 \times 10.76^2) 10^{-2}$$

$$Y_{max} = 0.064 \text{ mm} < \frac{l}{200} = 53.8 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$$

$$Y_{max}(G + W_1) = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 8356} (5 \times 293.95 \times 10.76^4 - 48 \times 12750.94 \times 10.76^2) 10^{-2}$$

$$Y_{max} = 0.076 \text{ mm} < \frac{l}{200} = 53.8 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$$

IV.1.3.6.3. Vérification de la traverse à l'ELU :**IV.1.3.6.3.1. Vérification de la section à la résistance :**

Bilan des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ysd} = 17110.11 \text{ daN.m} \\ N_{sd} = 5461.8 \cdot \sin(6.14) + 2572.95 \cdot \cos(6.14) = 3142.38 \text{ daN} \\ V_{sd} = 5461.8 \cdot \cos(6.14) - 2572.95 \cdot \sin(6.14) = 5155.28 \text{ daN} \end{array} \right.$$

➤ Classe de profile (IPE 330) :

La classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11.5} = 6.96 \leq 10\epsilon = 8.1$$

Semelle de classe : 1

La classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{31423.8}{7.5 \times 355} = 11.81$$

$$\alpha = \frac{1}{271} \left(\frac{271 + 11.81}{2} \right) = 0.53 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.14 \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = 54.46$$

Âme de classe : 1

Donc la classe de section est : 1

✚ Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 5155.28 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad A_v = 25.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 25.7 \times 10^2 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1} \quad V_{pl.Rd} = 47885.96 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5155.28 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 23942.98 \text{ daN} \dots\dots\dots C.V$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

✚ Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \text{Min}[0.25N_{pl.rd}; 0.5A_w f_y / \gamma_{m0}]$$

$$N_{pl.rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = \frac{62.6 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 202027.27 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 62.6 - 2 \times 16 \times 1.15 = 25.4 \text{ cm}^2$$

$$A_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{25.4 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 81972.72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3142.38 \text{ daN} \leq \text{Min}[5050681; 4098636] = 4098636 \text{ daN} \dots\dots C.V$$

Pas d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

$$\text{Donc : } M_{pl.y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = \frac{804 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 25947.27 \text{ daN.m}$$

IV.1.3.6.3.2. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y} \leq 1$$

Avec : $M_{z.sd} = 0$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

✚ Calcul de χ_{\min} :

$$\text{on a : } \begin{cases} \beta_a = 1 \\ \varepsilon = 0.81 \\ \lambda_1 = 939\varepsilon \end{cases}$$

Longueurs de flambement l_{fy} et l_{fz} :

$$l_{fy} = \frac{10.35}{\cos(6.14)} = 10.41 \text{ m}$$

$$l_{fz} = \frac{5}{\cos(6.14)} = 5.03 \text{ m}$$

$$\text{Et: } \begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{1041}{13.7} = 75.99 \\ \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{503}{3.55} = 141.7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{75.99}{76.39} = 1 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{141.7}{76.39} \sqrt{1} = 1.86 \end{cases}$$

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en I laminée IPE 330 : $h = 330 \text{ mm}$, $b = 160 \text{ mm}$, $t_f = 11.5 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.07 > 1.2$ et $t_f = 11.5 < 40 \text{ mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	a	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	b	$\alpha_z = 0.34$

Tab.III.3: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 330.

$$\begin{cases} \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(1 - 0.2) + 1^2] = 2.17 \\ \varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.34(1.86 - 0.2) + 1.86^2] = 2.52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{2.17 + [2.17^2 - 1^2]^{0.5}} = 0.24 \quad \text{Avec: } \chi_y \leq 1 \\ \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{2.52 + [2.52^2 - 1.86^2]^{0.5}} = 0.23 \quad \text{Avec: } \chi_z \leq 1 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.24; 0.23) = 0.23$$

✚ Calcul de K_y :

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi}) \quad (\text{Cas de moment d'extrémité})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_A}{M_B} = \frac{9151.16}{-17110.11} = -0.54 \quad \text{Donc :} \quad \beta_{M\psi} = 2.18$$

$$\Delta M = 17110.11 + 9151.16 = 26261.27 \text{ daN.m}$$

$$M_Q = qL^2/8 = \frac{507.52 \times 10.41^2}{8} = 6874.88 \text{ daN/m}$$

$$\text{Tel que : } q = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times 154.25 + 1.5 \times 199.52 = 507.52 \text{ daN/m}$$

$$\beta_{MQ} = 1.3 \quad (\text{Cas d'une charge uniformément répartie})$$

$$\beta_{My} = 2.18 + \frac{6874.88}{26261.27} (1.3 - 2.18) = 1.95$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [(\beta_{My} \times 2) - 4] + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 1[(1.95 \times 2) - 4] + \frac{804 - 713}{713} = 0.027$$

$$\text{Avec : } \mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.027 \times 3142.38}{0.24 \times 222230} = 1 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{3142.38}{0.23 \times 202027.27} + \frac{1 \times 17110.11}{25947.27} = 0.73 < 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

IV.1.3.6.3.3. Vérification de la stabilité au déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

IV.1.3.6.3.3.1. Cas d'un élément fléchi et comprimé :

Bilan des efforts :

$$\begin{cases} M_{ysd} = 17110.11 \text{ daN.m} \\ N_{sd} = 5461.8 \cdot \sin(6.14) + 2572.95 \cdot \cos(6.14) = 3142.38 \text{ daN} \\ V_{sd} = 5461.8 \cdot \cos(6.14) - 2572.95 \cdot \sin(6.14) = 5155.28 \text{ daN} \end{cases}$$

✚ Calcul du coefficient K_{LT} :

Dans le cas de moment d'extrémité le facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} est :

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Tel que : } M_a = M_{y.sd} (x = 5)$$

$$M(x) = V_A \cdot x - M_B - q \cos(\alpha) \frac{x^2}{2} - H_A \cdot \tan(\alpha) \cdot x$$

$$M(x) = 5461.8x - 17110.11 - 507.52 \times 0.995x^2 / 2 - 2572.95 \times 0.108x$$

$$M_a = M(x=5) = 2497.22 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\psi = \frac{2497.22}{-17110.11} = -0.146 \quad \text{et} : \beta_{MLT} = 1.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.86 \times 1.9 - 0.15 = 0.38 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.38 \times 3142.38}{0.23 \times 222230} = 0.98 < 1$$

✚ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement K_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{pour les sections laminées.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\text{Tel que : } C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 + 1.4 \times 0.146 + 0.52 \times 0.146^2 = 2.095 < 2.7$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{503 / 3.55}{2.092^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{503 / 3.55}{330 / 11.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 80.13$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{80.13}{76.39} = 1.05$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.05 - 0.2) + 1.05^2 \right] = 1.15$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.15 + [1.15^2 - 1.05^2]^{0.5}} = 0.61$$

Alors :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} = \frac{3142.38}{0.23 \times 202027.27} + \frac{0.98 \times 17110.11}{0.61 \times 25947.27} = 1.13 > 1 \quad \text{.....C.N.V}$$

On prend: **IPE O 330**

$$N_{pl.rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{72.6 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 234300 \text{ daN}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{pl.y.fy} / \gamma_{m0} = \frac{943 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 30433.18 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_z = \frac{\ell_{\bar{z}}}{i_z} = \frac{503}{3.64} = 138.192 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{138.19}{76.39} = 1.81$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.21(1.81 - 0.2) + 1.81^2] = 2.31$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.31 + [2.31^2 - 1.81^2]^{0.5}} = 0.26 \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.81 \times 1.9 - 0.15 = 0.36 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.36 \times 3142.38}{0.26 \times 257730} = 0.99 < 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{503 / 3.64}{2.095^{0.5} [1 + \frac{1}{20} (\frac{503 / 3.64}{334 / 13.5})^2]^{0.25}} = 75.49$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{75.49}{76.39} = 0.99$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.99 - 0.2) + 0.99^2] = 1.03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.03 + [1.03^2 - 0.99^2]^{0.5}} = 0.76$$

Alors :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} = \frac{3142.38}{0.26 \times 234300} + \frac{0.99 \times 17110.11}{0.76 \times 30433.18} = 0.79 < 1 \dots \dots \dots C.V$$

IV.1.3.6.3.3.2. Cas d'un élément fléchi et tendu :

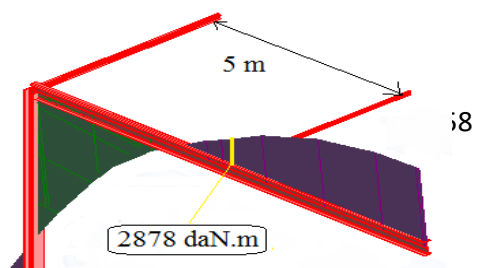
Bilan des efforts :

$$\begin{cases} M_{ysd} = 21726.54 \text{ daN.m} \\ N_{t.sd} = 5968.85 \times \sin(6.14) + 4016.05 \times \cos(6.14) = 4631.43 \text{ daN} \\ V_{sd} = 5968.85 \times \cos(6.14) - 4016.05 \times \sin(6.14) = 5505.07 \text{ daN} \end{cases}$$

✚ Calcul du coefficient K_{LT} :

Dans le cas de moment d'extrémité le facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} est :

$$\psi = \frac{-2878}{21726.54} = -0.133 \quad \text{Donc :} \quad \beta_{MLT} = 1.89$$



sachant que :

$$M_a = M_{y.sd}(x=5) = -2878$$

(Résultat de logiciel RDM 6)

Fig.IV.6: moment au point d'assemblage
traverse-montant

$$\text{Donc : } \mu_{LT} = 0.15 \times 1.81 \times 1.9 - 0.15 = 0.36 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 + \frac{0.36 \times 4631.43}{0.26 \times 257730} = 1.025 > 1 \Rightarrow k_{LT} = 1$$

✚ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement K_{LT} :**

$$C_1 = 1.88 + 1.4 \times 0.133 + 0.52 \times 0.133^2 = 2.075 < 2.7$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{503 / 3.64}{2.075^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{503 / 3.64}{334 / 13.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 75.31$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{75.31}{76.39} = 0.986$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(0.986 - 0.2) + 0.986^2 \right] = 1.07$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.07 + \left[1.07^2 - 0.986^2 \right]^{0.5}} = 0.67$$

$$N_{sd} = \psi_{vec} \times N_{t.sd} = 0.8 \times 4631.43 = 3705.15 daN$$

Alors :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} = \frac{-3705.15}{0.26 \times 234300} + \frac{1 \times 21726.54}{0.673 \times 30433185} = 0.99 < 1 \dots \dots \dots C.V$$

IV.1.4. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiments .il sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique, ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

Les poteaux des portiques sont sollicités :

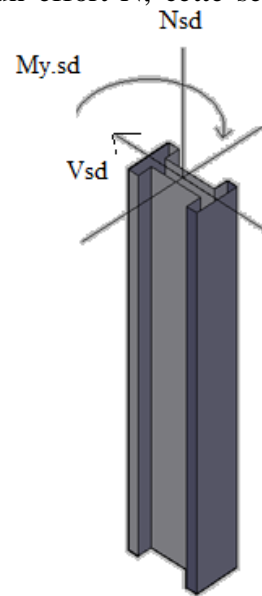
- ✓ À la flexion (sous M_B) et la compression simple sous (N) dans le plan de portique.
- ✓ À la compression simple sous (N) dans le long-pan.

IV.1.4.1. Calcul dans le plan d'un portique :

Nous avons trouvé pour la section du travers un IPE 360, à l'encastrement avec le poteau. Ce dernier ayant à supporter, outre le moment M_B , un effort N, cette section sera à priori supérieure.

Bilan des efforts :

$$\begin{cases} M_{ysd} = 21726.54 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ N_{sd} = 5968.85 \text{ daN} \\ V_{sd} = 4016.05 \text{ daN} \end{cases}$$



IV.1.4.1.1. Dimensionnement préliminaire :

Le moment maximum sollicitant le poteau est :

- ✓ Aux point B : $M_B = M_{ysd} = 21726.54 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Fig.IV.7: les efforts appliqués sur le poteau

Il faut vérifier que :

$$M_{ysd} \leq W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{m0}$$

Soit : $W_{pl.y} \geq M_{ysd} \times \gamma_{m0} / f_y$

- ✓ Aux appuis : $W_{pl.Y} \geq 673.23 \text{ cm}^3$ Soit : **HEA 240** avec : $W_{pl.Y} = 744.6 \text{ cm}^3$

Caractéristiques des profils :

Profile	$I_Y \text{ (cm}^4\text{)}$	L (m)	A (cm ²)	$i_y \text{ (cm)}$
HEA 240	7763	6.65	76.8	10.05
IPE O 330	16270	10.76	72.7	15

➤ **Classe du profilé (HEA 240):**

La classe de la semelle comprimée :

$$11\varepsilon = 8.91 < \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{240/2}{12} = 10 \leq 15\varepsilon = 12.15$$

Semelle de classe : 3

La classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{59688.5}{7.5 \times 355} = 22.42$$

$$0.5 \leq \alpha = \frac{1}{164} \left(\frac{164 + 22.42}{2} \right) = 0.57 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.87 \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = 50.05$$

Âme de classe : 1

Donc la classe de section est : 3

IV.1.4.1.2. Vérification

IV.1.4.1.2.1. Détermination des résistances élastiques en section :

✓ Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 4016.05 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad A_v = 25.18 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 25.18 \times 10^2 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1.1} \quad V_{pl.Rd} = 46917.05 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4016.05 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 23458.52 \text{ daN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

✓ Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \text{Min}[0.25N_{pl.rd}; 0.5A_w f_y / \gamma_{m0}]$$

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{76.8 \times 10^2 \times 355}{1.1} = 247854.54 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 76.8 - 2 \times 24 \times 1.2 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{19.2 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 61963.63 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5968.85 \text{ daN} \leq \text{Min}[61963.63; 247854.54] = 61963.63 \text{ daN} \dots\dots C.V$$

Pas d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

Donc la formule de vérification à la résistance est donnée comme suit:

$$M_{y.sd} \leq M_{el.y.rd} = W_{el.y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{675.1 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 21787.14 \text{ daN} \cdot m \dots\dots C.V$$

IV.1.4.1.2.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{A \times f_{yd}} + \frac{M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_{yd}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_{yd}} \leq 1$$

Tel que : $M_{z.sd} = 0$

$$\frac{5968.85}{76.8 \times 10^2 \times 322.72} + \frac{21726.54 \times 10}{675.1 \times 322.72} = 0.99 < 1 \dots \dots \dots CV$$

IV.1.4.1.2.3. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots \dots \dots (\text{page:5-84 Equa:5-53})$$

Avec : $M_{z.sd} = 0$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

✚ Calcul de K_y et χ_{min} :

$$\text{on a : } \begin{cases} \beta_a = 1 \\ \varepsilon = 0.81 \\ \lambda_1 = 93.9\varepsilon \end{cases}$$

Longueurs de flambement du poteau l_{fy} et l_{fz} : (règlement EC3 Annex E)

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_p} = \frac{I_{ym} / L_m}{I_{ym} / L_m + I_{yp} / L_p} = \frac{7763 / 665}{7763 / 665 + 13910 / 1041} = 0.47$$

$$\eta_2 = 1$$

K_c : rigidité du poteau.

K_p : rigidité de la poutre (traverse).

I_{ym} ; L_m : moment d'inertie et longueur du poteau.

I_{yp} ; L_p : moment d'inertie et longueur de la traverse.

$$l_{fy} / L = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2 = 0.83$$

$$\begin{cases} l_{fy} = 0.83 \times L = 5.49 \text{ m} \\ l_{fz} = 0.7 \times 1.25 = 0.88 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Et: } \begin{cases} \lambda_y = \frac{\ell_{fy}}{i_y} = \frac{549}{10.05} = 54.63 \\ \lambda_z = \frac{\ell_{fz}}{i_z} = \frac{88}{6} = 14.67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{54.63}{76.39} = 0.72 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{14.67}{76.39} \sqrt{1} = 0.193 \end{cases}$$

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée HEA 240 : $h = 230 \text{ mm}$, $b = 240 \text{ mm}$, $t_f = 12 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2$ et $t_f = 12 < 100 \text{ mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	b	$\alpha_y = 0.34$
z-z'	c	$\alpha_z = 0.49$

Tab.III.4: Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 240.

$$\begin{cases} \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.34(0.72 - 0.2) + 0.72^2] = 0.85 \\ \varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.49(0.193 - 0.2) + 0.193^2] = 0.52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.85 + [0.85^2 - 0.72^2]^{0.5}} = 0.76 & \text{Avec: } \chi_y \leq 1 \\ \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.193^2]^{0.5}} = 0.99 & \text{Avec: } \chi_z \leq 1 \end{cases}$$

➤ **Calcul de K_y :**

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi \quad (\text{Cas de moment d'extrémité})$$

$$\psi = \frac{M_A}{M_B} = \frac{0}{19906.5} = 0$$

$$\text{Donc : } \beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [(\beta_{My} \times 2) - 4] + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 0.72[(1.8 \times 2) - 4] + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -0.185$$

Avec : $\mu_y \leq 0.9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.185 \times 5968.85}{0.76 \times 272639.99} = 1.006 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{el,y,Rd}} = \frac{5968.85}{0.76 \times 247854.54} + \frac{1.006 \times 21726.54}{21787.14} = 1.035 > 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est non vérifiée.

On prend: **HEB 240**

➤ **Classe de profile (HEB 240) :**

La classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{240/2}{17} = 7.06 \leq 11\varepsilon = 8.91$$

Semelle de classe : 1

La classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{59688.5}{10 \times 355} = 16.82$$

$$0.5 \leq \alpha = \frac{1}{164} \left(\frac{164 + 16.82}{2} \right) = 0.56 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{10} = 16.4 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 51.07$$

Âme de classe : 1

Donc la classe de la section est : 1

Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.Rd} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots \dots \dots (\text{page:5-84 Equa:5-52})$$

Avec : $M_{z.sd} = 0$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

✚ **Calcul de K_y et χ_{\min} :**

Longueurs de flambement du poteau l_{fy} et l_{fz} : (règlement EC3 AnnexE)

$$\eta_1 = \frac{11260/665}{11260/665 + 13910/1041} = 0.56 \eta_2 = 1$$

$$l_{fy}/L = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2 = 0.72$$

$$\begin{cases} l_{fy} = 0.72 \times L = 4.74 \text{ m} \\ l_{fz} = 0.7 \times 1.25 = 0.88 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Et: } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{474}{10.31} = 45.98 \\ \lambda_z = \frac{88}{6.08} = 14.48 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{45.98}{76.39} = 0.61 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{14.48}{76.39} = 0.19 \end{array} \right.$$

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée HEB 240 : $h = 240 \text{ mm}$, $b = 240 \text{ mm}$, $t_f = 17 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 < 1.2 \text{ et } t_f = 17 < 100 \text{ mm.}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y	b	$\alpha_y = 0.34$
z-z	c	$\alpha_z = 0.49$

Tab.III.5: Coefficients de flambement correspondant à la section HEB 240.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_y = 0.5[1 + 0.34(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.76 \\ \varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.19 - 0.2) + 0.19^2] = 0.52 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = \frac{1}{0.76 + [0.76^2 - 0.61^2]^{0.5}} = 1.21 \quad \text{Avec: } \chi_y \leq 1 \\ \chi_z = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.19^2]^{0.5}} = 0.99 \quad \text{Avec: } \chi_z \leq 1 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de K_y :**

$$\psi = \frac{0}{21726.54} = 0$$

$$\text{Donc : } \beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.61[(1.8 \times 2) - 4] + \frac{1053 - 938.3}{938.3} = -0.122 \quad \text{Avec : } \mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.122 \times 5968.85}{1.21 \times 376300} = 1.002 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{5968.85}{0.99 \times 34209091} + \frac{1.002 \times 21726.54}{33983.18} = 0.66 < 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

IV.1.4.1.2.4. Vérification au déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

✚ Calcul du coefficient K_{LT} :

Dans le cas de moment d'extrémité le facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} est :

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{tel que : } M_a = M_{y.sd} (h = 5.4) = 21726.54 \times 5.4 / 6.65 = 17642.61 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\psi = \frac{17642.61}{21726.54} = 0.812 \quad \text{et : } \beta_{MLT} = 1.232$$

$$\mu_y = 0.15 \times 0.19 \times 1.232 - 0.15 = -0.115 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.115 \times 5968.85}{0.99 \times 376300} = 1.002 > 1 \Rightarrow k_{LT} = 1$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{tel que :}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.4 \times 0.812 + 0.52 \times 0.812^2 = 1.08 < 2.7$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{125/6.08}{1.08^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{125/6.08}{240/17} \right)^2 \right]^{0.25}} = 19.3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{19.3}{76.39} = 0.26 < 0.4 \text{ Aucun risque de déversement.}$$

IV.1.4.2. Calcul dans le plan du long pan :

Il n'y a aucun risque de flambement dans ce plan, en raison des lisses de bardage liant les poteaux d'une part, et de la très faible valeur de N d'autre part. On va faire la vérification rapidement à la compression. Dans ce plan,

La longueur de flambement maximale est : $l_{fz} = 1.25 \text{ m}$

$$N_{sd} = 5968.85 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 3420909 \text{ daN} \dots\dots\dots C.V$$

IV.2. Pré dimensionnement du contreventement :

IV.2.1. Introduction :

Les contreventement sont les pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action du séisme , chocs etc .

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations .

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité) , et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les lang pan.

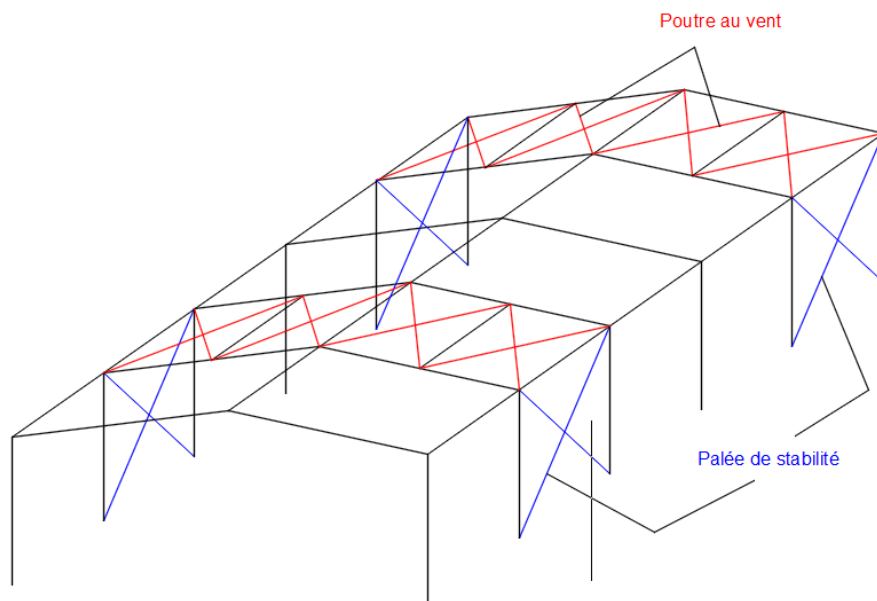


Fig.IV.8: les positions des contreventements

Les différents type de contreventements :

1. Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les plans de la toiture comme la montre la figure ci-dessous, ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse .Leur role principale est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

2. Contreventement de façades : (palées de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondation.

IV.2.2. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses ,puis aux potelets ,puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif , tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité) .

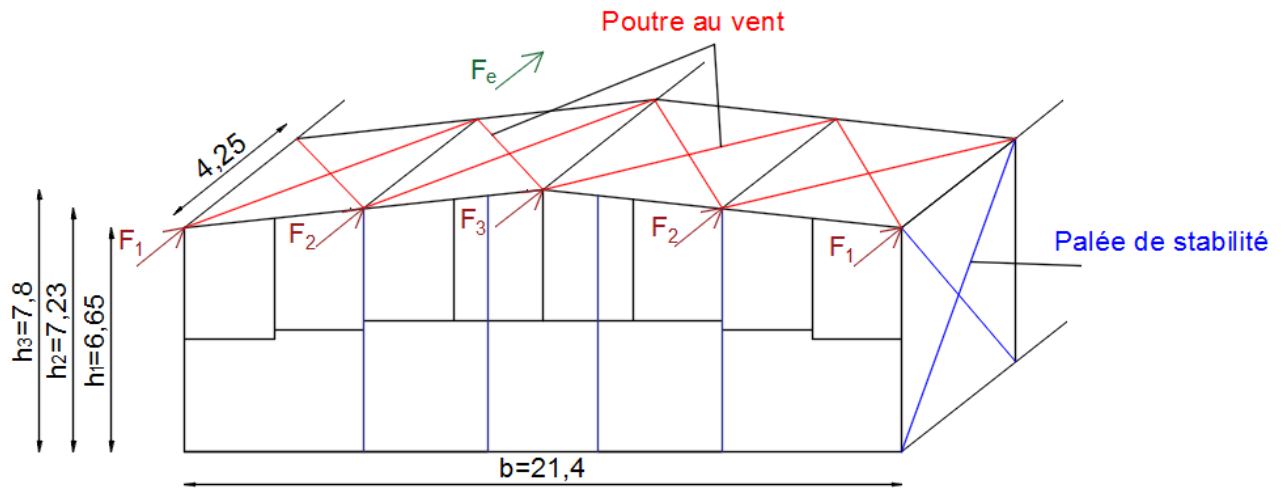


Fig.IV.9: les efforts agissants sur les contreventements

IV.2.3. Pré-dimensionnement de la poutre au vent en pignon:

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

IV.2.3.1. Evaluation des effort horizontaux :

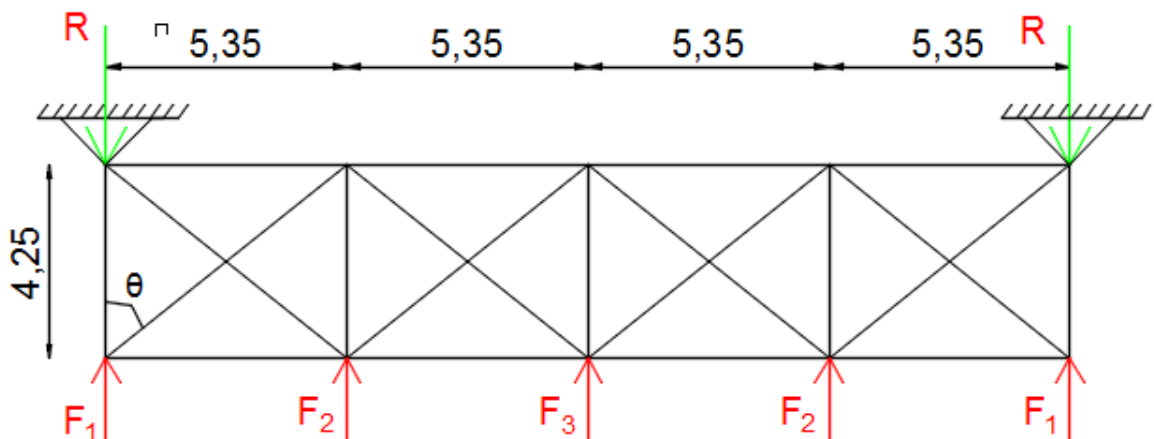


Fig.IV.10: les forces horizontales et les réactions sur les poutres au vent

$$F_1 = \left(W \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} \quad F_2 = \left(W \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad F_3 = \left(W \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$W = 70.99 \text{ daN/m}$$

La force d'entrainement F_e est la force de frottement pour la toiture (calculée dans le chapitre II).

IV.2.3.2. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$F_1 = \left(70.99 \times \frac{6.65}{2} \times \frac{21.4}{8} \right) + \frac{1235.781}{8} = 785.89 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(70.99 \times \frac{7.23}{2} \times \frac{21.4}{4} \right) + \frac{1235.781}{4} = 1681.91 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(70.99 \times \frac{7.8}{2} \times \frac{21.4}{4} \right) + \frac{1235.781}{4} = 1790.16 \text{ daN}$$

IV.2.3.3. Effort de traction dans les diagonaux:

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

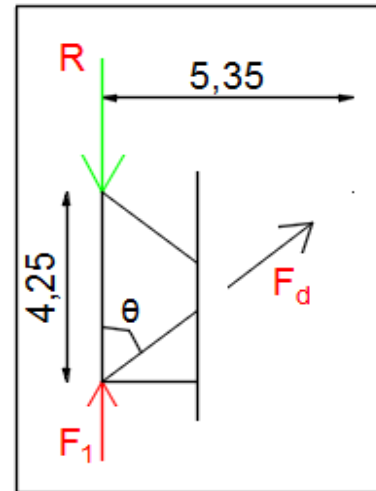


Fig.IV.11: l'effort de traction F_d dans les diagonaux

Avec :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 785.89 + 2 \times 1681.91 + 1790.16}{2} = 3362.88 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5.35}{4.25} \Rightarrow \theta = \arctan \frac{5.35}{4.25} = 51.54^\circ$$

Donc :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow F_d = \frac{(R - F_1)}{\cos\theta} = 4143.29 \text{ daN}$$

$$\text{Alors : } F_{sd} = 1.5 \times F_d = 6214.94 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 192.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{On prend: L } 30 \times 30 \times 4 \quad A = 227 \text{ mm}^2$$

IV.2.4. Pré-dimensionnement de la palée de stabilité en long pan:

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

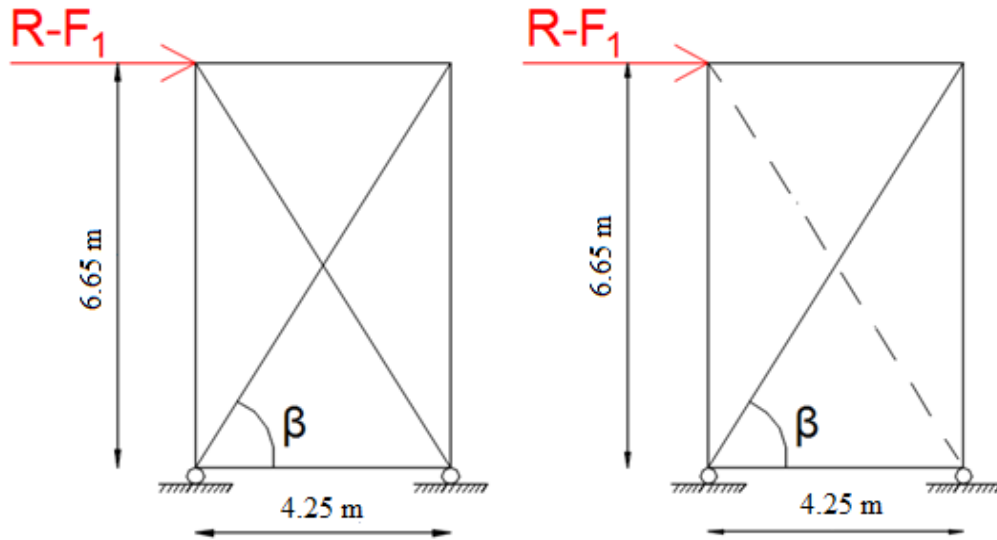


Fig.IV.12: palées de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures :

L'effort de traction dans la diagonale tendue est :

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\tan \beta = \frac{6.65}{4.25} \Rightarrow \beta = \arctan \frac{6.65}{4.25} = 57.42^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = 4785.71 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 7178.57 \text{ daN}$$

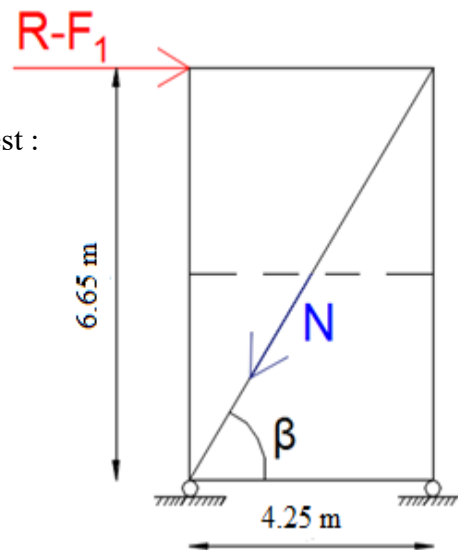


Fig.IV.13: la force de traction N dans la barre tendue

✚ Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 222.5 \text{ mm}^2$$

On prend : L 35 × 35 × 4 A = 267 mm²

IV.2.5. Pré-dimensionnement des sablières :

La panne sablière est sollicitée par son poids propre, plus un effort de compression prévenant de la pression du vent dans le pignon.

On vérifie la sablière à la flexion composée avec risque de déversement (chapitre VI).

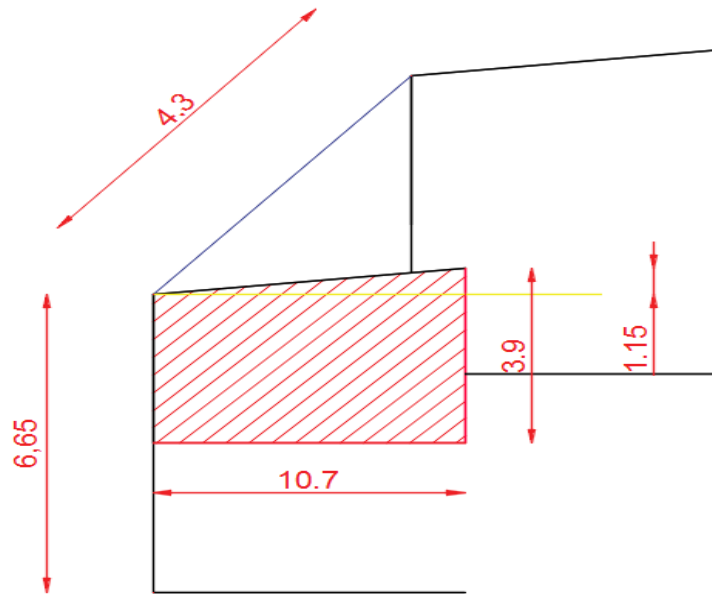


Fig.IV.14: la surface chargée appliquée sur la sablière la plus sollicitée

Données :

$$S = \frac{6.65}{2} \times \frac{21.4}{2} + \frac{2(21.4/2)(7.8 - 6.65)}{2} = 41.73\text{m}^2$$

$$W = 70.99\text{daN/m}^2$$

$$N = W \times S = 2962.42 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2962.42 = 4443.63 \text{ daN}$$

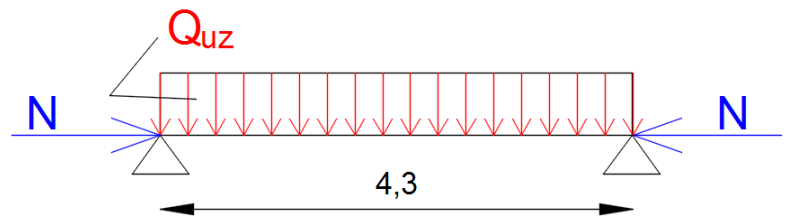


Fig.IV.15: schémas statique de la sablière

IV.2.5.1. Détermination des sollicitations :

Poids propre de HEA 200 (estimé) :

$$G = 42.3 \text{ daN/m}$$

a) Combinaison de charge : à ELU

Combinaison Q_U	Résultat daN/m
1.35G	57.12

b) Combinaison de charge : à ELS

☛ Suivant l'axe

Combinaison Q_s	Résultat daN/m
G	42.3

IV.2.5.2. Calcul du moment :

a) moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_{ysd} = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = 132.02 daN.m$$

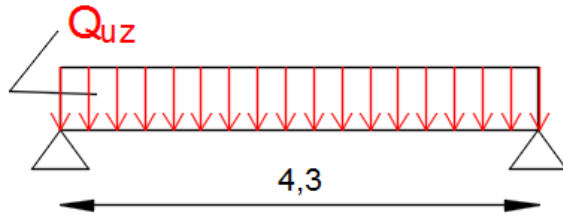


Fig.IV.16: charge due au poids propre

➤ Condition de la flèche :

$$\frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \cdot L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} L^3}{E} \times 200 = \frac{5}{384} \times \frac{42.3 \times (4.3)^3}{2.1} \times 10^{-2} \times 200 = 41.71 cm^4$$

$I_y = 236.5 cm^4 \geq 41.71 cm^4$. On prend un profilé **HEAA 100**

IV.2.6. Pré-dimensionnement des montants :

Le montant est sollicité à un effort de compression $N_{i,sd}$ et à un effort de flexion due à son poids propre.

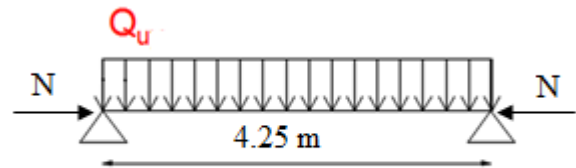


Fig.IV.17: Disposition de panne intermédiaire

IV.2.6.1. Evaluation des charges :

✓ Effort de compression N_{sd} :

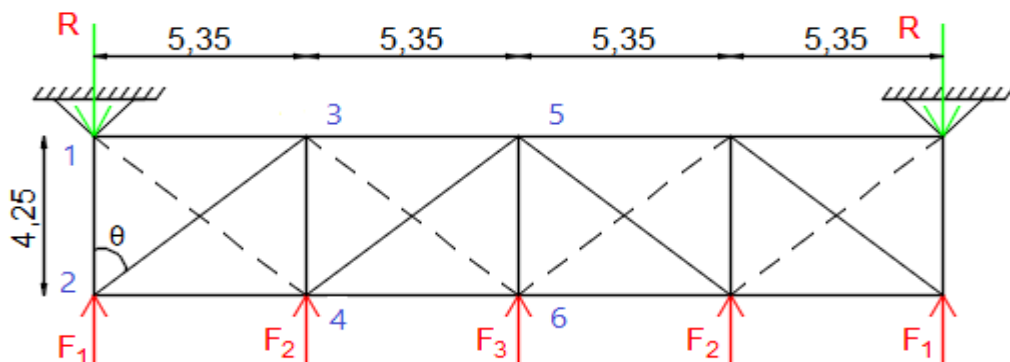


Fig.IV.18: distribution des forces horizontales dues au vent

Nœud 1 :

$$\begin{cases} \text{l'axe : } x \rightarrow F_{13} = 0 \\ \text{l'axe : } y \rightarrow F_{12} = -R = -3362.88 \text{ daN} \end{cases}$$

Nœud 2 :

$$\begin{cases} \text{l'axe : } x \rightarrow F_{24} = -F_{23} \sin \theta = -3244.38 \text{ daN} \\ \text{l'axe : } y \rightarrow F_{23} = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = 4143.29 \text{ daN} \end{cases}$$

Nœud 3 :

$$\begin{cases} \text{l'axe : } x \rightarrow F_{35} = F_{32} \sin \theta = 3244.38 \text{ daN} \\ \text{l'axe : } y \rightarrow F_{34} = -F_{32} \cos \theta = -2577 \text{ daN} \end{cases}$$

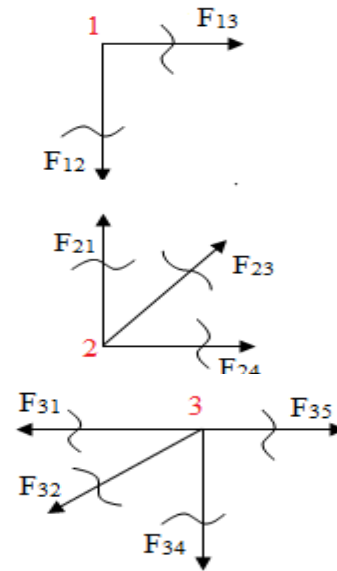


Fig.IV.19: schémas de forces nodales

Donc : $N_{sd} = F_{34} = 2577 \text{ daN}$

✓ Effort de flexion:

Poids propre de L'IPE140 (estimé) : $G = 12.9 \text{ kg/m}$

IV.2.6.2. Combinaison de charge :

À ELU : $1.35G + 1.5N_{sd}$

À ELS : $G + N_{sd}$

IV.2.6.3. Calcul des moments :

Moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_{y.sd} = \frac{1.35G \times L^2}{8} = \frac{17.42 \times (4.25)^2}{8} = 39.34 \text{ daN.m}$$

➤ Condition de la flèche :

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \cdot L^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{sz} \times L^3}{E} \times 200 = \frac{5}{384} \times \frac{12.9 \times (4.25)^3}{2.1} \times 10^{-2} \times 200 = 12.29 \text{ cm}^4$$

$I_y = 80.1 \text{ cm}^4 \geq 12.29 \text{ cm}^4$ donc on prend **IPE 80**.

IV.3. Conclusion :

Les éléments de portique :

- ✓ Poteau : **HEB 240**
- ✓ Traverse : **IPE O 330**

Les éléments de contreventement :

- ✓ Poutre au vent : **L 30 × 30 × 4**
- ✓ palées de stabilité : **L 35 × 35 × 4**
- ✓ Sablière : **HEAA 100**
- ✓ Montants : **IPE 80**

Chapitre : V

Etude Sismique

Chapitre V. Etude sismique :

V.1. Introduction :

L'étude sismique est une étape importante qu'on ne peut pas négliger pour compléter notre projet dont le but est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance afin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement RPA 99 (Version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

✚ Méthode statique équivalente :

Parmi les conditions mentionnées dans (RPA 99 p36).

Zone I :

- Tous les groupes

✚ Caractéristiques de l'ouvrage:

Critères de classification :

Notre structure sera classée par des critères suivants :

✓ Classification de la zone sismique :

Notre construction est située à la wilaya de Khenchela donc la zone est : I.

✓ Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne..... (RPA 99 p25).

✓ Classification du site :

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur..... (RPA 99 p26).

✓ Classification du système de contreventement

La structure est une structure en acier contreventée par portiques auto-stables ductiles en Y et contreventée par palées triangulées en X.

✓ Classification des ouvrages selon leur configuration :

Régularité en plan :

$$\frac{l_1 + l_2}{L_x} = \frac{0 + 0}{30.35} = 0 < 0.25 \quad \text{et} \quad \frac{l_y}{L_y} = \frac{0}{21.4} = 0 < 0.25.$$

Donc la régularité en plan est vérifiée.

Régularité en élévation

La régularité en élévation est vérifiée car aucun décrochement suivant la hauteur pour les deux structures.

On a toutes les conditions soient vérifiées donc nous avons choisi la méthode statique équivalente.

V.3. Principe de calcul :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. On considère que les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux des plans horizontaux de la structure.

V.4. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{(RPA 99 p37).}$$

- A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone I
2	0.08

- D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \text{tel que: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} & \text{tel que: } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \text{tel que: } T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

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

ξ : le pourcentage d'amortissement critique.

Valeurs de ξ (%) d'après Tableau 4.2 : (RPA 99 p38).

Remplissage	Portique (Acier)
Dense	5

$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

Donc

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

h_N : hauteur totale.

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

✓ Dans le sens longitudinal :

Cas n°	système de contreventement	C_T
4	Contreventement assurée par des palées triangulées.	0.05

✓ Dans le sens transversal :

Cas n°	système de contreventement	C_T
2	portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085

Alors $T_X = 0.05 \times 7.8^{3/4} = 0.68 \text{ sec}$

$T_Y = 0.085 \times 7.8^{3/4} = 0.4 \text{ sec}$

Dans ce cas on prend la petite valeur $T = \min(T_Y, T_X) = 0,4 \text{ sec}$

D'après le tableau 4.7 (RPA99 p57):

Site	S3
T_1	0.15
T_2	0.50

$T_2 = 0.5 \text{ s}$ donc :

$0 \leq T \leq 0.5 \text{ sec}$ alors : $D_{\max} = 2.5$

➤ R : coefficient de comportement global de la structure.

✓ Dans le sens longitudinal :

Cas n°	Système de contreventement	Valeur de R_X
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4

✓ Dans le sens transversal :

- Critère de ductilité: $(\epsilon_u / \epsilon_y) \geq 20$

- Critère de raffermissement: $(f_u / f_y) = 490/355 = 1.38 \geq 1.20$

- Critère de l'allongement à la rupture: $A_r \geq 15 \%$

Cas n°	Système de contreventement	Valeur de R_Y
9a	Portiques auto stables ductiles	6

Dans ce cas on prend la petite valeur $R_{\min} = \min(R_Y, R_X) = 4$

➤ Q : facteur de qualité.

Telle que : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon le critère q

q : critère de qualité

Critère q	Observé	p _q
1-condition minimal sur la file de contreventements	Oui	0
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0
4-régularité en élévation	Oui	0
5-contrôle de qualité de matériaux	Non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Tableau V.1: conditions de qualité pour calculer le facteur Q

P_q sont donnés par le tableau 4.4 (RPA99 p50)

Donc : $Q = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

✓ W : poids total de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99 page 30):

Cas n°	Type d'ouvrage	β
2	Salle de sport	0.30

$$W = \sum W_i \text{ avec: } W_i = W_G + \beta \cdot W_Q$$

• **Poids de la structure :**

Les éléments constructifs de la structure sont estimés :

Profilé	Type	Poids unitaire (daN/m)	Poids total (daN)
poteaux	HEB240	83.2	8852.48
Traverses	IPE O 330	57	9813.13
Pannes	IPE120	8.1	3933.36
Lisses	UPN100	10.6	4842.08
Potelet	HEAA180	28.7	1607.2
Sablières	HEA A 100	12.2	740.54
montant	IPE 80	6	359.4
Bardage	TL75	15	10693.28
Toiture	TL75	15	9796.98
Lierne	Rond Ø = 10mm	0.62	173.6
Palée de stabilité	L35×35×4	2.09	132.09
Poutre au vent	L 30×30×4	1.78	458.53
accessoires			5000
Poids total			56402.68

Tab.V.2: le poids total de la structure

$$W = W_G + \beta \cdot W_Q$$

$$W_T = 56.41 + 0.3 \times 0.1 = 56.44 \text{ t}$$

Donc la force sismique totale est :

$$V = \frac{A \times D_{\max} \times Q}{R_{\min}} \times W = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 56.44 = 3.25 \text{ t}$$

V.5. Distribution des efforts sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure d'après la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 \times T \times V$$

Lorsque $T < 0.7 \text{ s}$ elle est prise nulle ($T = 0$)

$$T = 0.68 < 0.7 \text{ donc } F_t = 0.$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i

h_i : c'est le niveau considéré

h_j : c'est le niveau quelconque

✚ Distribution de l'effort sismique :

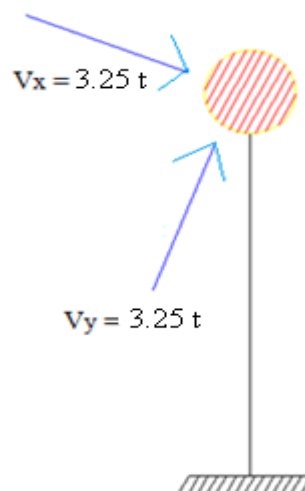


Fig.V.1: les forces sismiques dans les deux sens X et Y

V.6. Détermination des efforts tranchants :

Soit :

V : Effort tranchant engendré par le séisme tel que :

$$V_Y^\ell = V \cdot \frac{R_\ell}{\sum_{\ell=1}^8 R_\ell} + V \cdot e_x \cdot \frac{R_\ell}{R_\theta} \cdot X_\ell$$

Et :

$$V_X^t = V \cdot \frac{R_t}{\sum_{t=1}^2 R_t} + V \cdot e_y \cdot \frac{R_t}{R_\theta} \cdot Y_t$$

V_Y^ℓ : L'effort tranchant revenant au portique longitudinal (ℓ)

V_X^t : L'effort tranchant revenant au portique transversal (t)

R_ℓ : Rigidité du portique longitudinal considéré

R_t : Rigidité du portique transversal considéré

R_θ : Rigidité de torsion du bâtiment

$e_x ; e_y$: Excentricités

X_ℓ : Distance du portique longitudinal considéré à l'axe \bar{Y} (centre de torsion)

Y_t : Distance du portique transversal considéré à l'axe \bar{X} (centre de torsion)

V.6.1. Calcul du centre de masse de l'ouvrage aux différents niveaux :

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

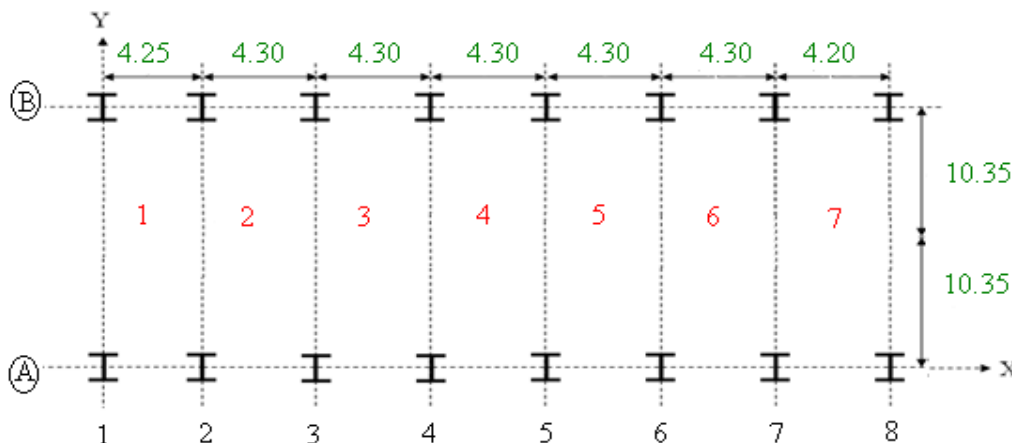


Fig.V.2: disposition des poteaux

	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i(t)$
1	2.1	10.35	13.4
2	6.35	10.35	5.99
3	10.65	10.35	5.99
4	14.95	10.35	5.99
5	19.25	10.35	5.99
6	23.55	10.35	5.99
7	27.825	10.35	13.3

Tab.V.3: position du centre de masses pour différents files

$$\left\{ \begin{array}{l} X_m = 14.28 \text{ m} \\ Y_m = 10.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

V.6.2. Position du centre de torsion de l'ouvrage :

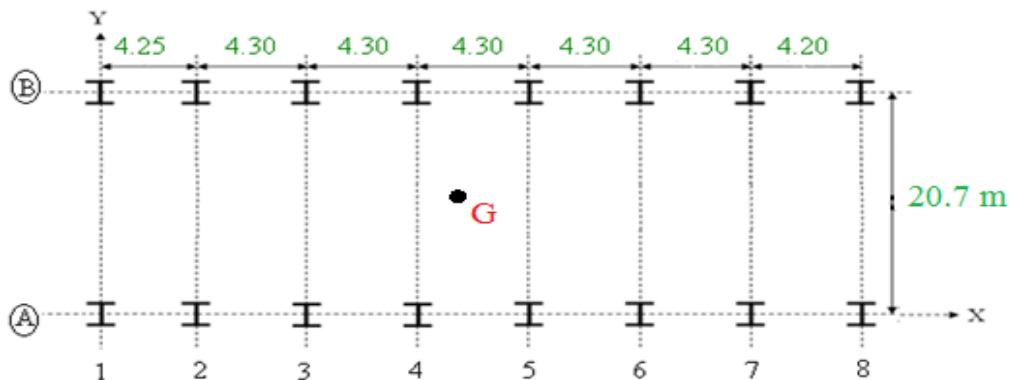


Fig.V.3: position du centre de masses G

Le centre de cisaillement C correspond au centre de gravite des inerties :

$$X_t = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} \times X_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} \times Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}}$$

poteaux		$I_{X_i}(\text{cm}^4)$	$X_i(\text{cm})$	$I_{X_i} \times X_i(\text{cm}^5)$	$I_{Y_i}(\text{cm}^4)$	$Y_i(\text{cm})$	$I_{Y_i} \times Y_i(\text{cm}^5)$
X	Y						
A1	B1		0	0	3923	2070	8120610
A2	B2	11260	425	4785500	3923	2070	8120610
A7	B3	11260	2575	28994500	3923	2070	8120610
A8	B4	11260	2995	33723700	3923	2070	8120610
B1	B5		0	0	3923	2070	8120610
B2	B6	11260	425	4785500	3923	2070	8120610
B7	B7	11260	2575	28994500	3923	2070	8120610
B8	B8	11260	2995	33723700	3923	2070	8120610

Tab.V.4: les inerties des poteaux concernés de la rigidité

$$X_t = \frac{\sum_{i=1}^n I_{x_i} \times X_i}{\sum_{i=1}^n I_{x_i}} = \frac{135007400}{8 \times (11260)} = 1498.75 \text{ cm}$$

$$Y_t = \frac{\sum_{i=1}^n I_{y_i} \times Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{y_i}} = \frac{2070 \times 8 \times 3923}{8 \times 2 \times 3923} = 1035 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} X_t = 14.99 \text{ m} \\ Y_t = 10.35 \text{ m} \end{cases}$$

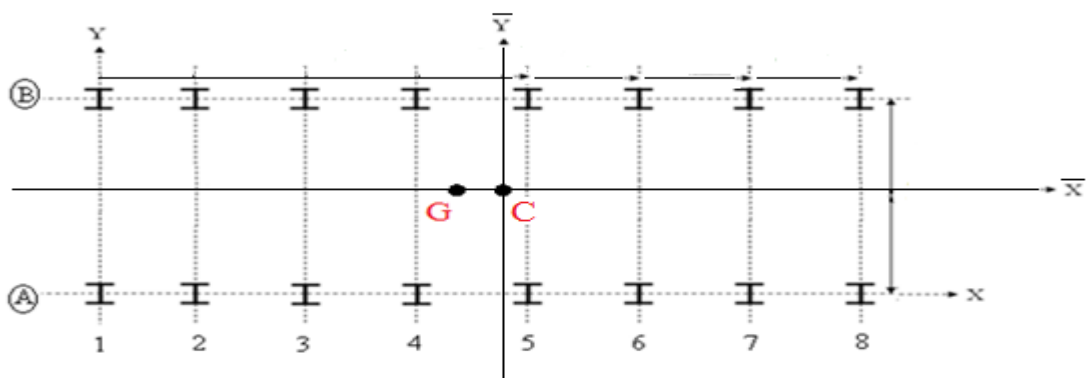


Fig.V.4: position du centre de torsion C

V.6.3. Excentricité de l'ouvrage :

$$e_x = X_C - X_G = 0.71m$$

$$e_{x.théo} = 0.05L_x = 1.49m. e_x = \max(e_x, e_{x.théo}) = 1.49m.$$

$$e_y = Y_C - Y_G = 0m.$$

$$e_{y.théo} = 0.05L_y = 1.035m. e_y = \max(e_y, e_{y.théo}) = 1.035m.$$

V.6.4. Calcul de la rigidité de torsion :

$$R_\theta = \sum_{\ell=1}^K R_\ell (X_\ell)^2 + \sum_{t=1}^m R_t (Y_t)^2$$

R_θ : Rigidité de torsion.

X_ℓ : Distance du portique longitudinal à l'axe \bar{Y} .

Y_t : Distance du portique transversal à l'axe \bar{X} .

$$\text{On a : } \begin{cases} R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R_5 = R_6 = R_7 = R_8 \\ R_A = R_B \end{cases}$$

V.6.4.1. Rigidité du portique longitudinal :

Rigidité du poteau : $r = a \cdot \frac{12EI}{h^3}$

Avec :

a : Coefficient de correcteur ;

I : l'inertie de la poutre de stabilité verticale

E : module de Young ;

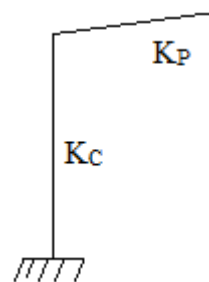
h : La hauteur de poteau.

$$R_1 = a_1 \cdot \frac{12EI_{Ax}}{h^3} + a_2 \cdot \frac{12EI_{Bx}}{h^3}$$

$$I_{Ax} = I_{Bx} = I_{y.HEB240}$$

$$a_1 = a_2 = a = \frac{0.5 \times \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \text{avec : } \bar{K} = \frac{K_p}{K_c}$$

Pour la liaison suivante :



$$\text{On a : } K_p = K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{poutre}} = \frac{13910}{1041} = 13.36 \text{ et : } K_c = K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{poteau}} = \frac{11260}{665} = 16.93$$

$$\text{Donc : } \bar{K} = \frac{13.36}{1693} = 0.79 \quad \text{et : } a = 0.14$$

$$a_{portique} = a_1 + a_2 = 2a = 0.28$$

$$R_1 = a_{portique} \cdot \frac{12EI_{y.HEB240}}{h^3} = 270.16 N/mm$$

V.6.4.2. Rigidité du portique transversal :

La rigidité transversale de l'ouvrage est assurée par pallier de stabilité verticale donc on va calculer les inerties de contreventements.

$$R_A = a_1 \cdot \frac{12EI_{Y1}}{h^3} + a_2 \cdot \frac{12EI_{Y2}}{h^3} + a_3 \cdot \frac{12EI_{Y3}}{h^3} + a_4 \cdot \frac{12EI_{Y4}}{h^3} = 1344.66 N/mm$$

Avec : $a_1 = a_2 = a_3 = a_4 = a_i = 1$ (car la sablière est bi-articulée).

$$\text{Et : } I_{Y1} = I_{Y2} = I_{Y3} = I_{Y4} = I_{z.HEA300}$$

file	1	2	3	4	5	6	7	8	A	B
\bar{X} (m)	-14.99	-10.74	-6.44	-2.14	2.16	6.46	10.76	14.96		
\bar{Y} (m)									-10.35	-10.35

Tab.V.5: distance des poteaux au centre de torsion

$$\text{Donc : } R_\theta = R_1 (\bar{X}_1^2 + \bar{X}_2^2 + \bar{X}_3^2 + \bar{X}_4^2 + \bar{X}_5^2 + \bar{X}_6^2 + \bar{X}_7^2 + \bar{X}_8^2) + R_A (\bar{Y}_A^2 + \bar{Y}_B^2)$$

$$\Rightarrow R_\theta = 772.07 \times 10^6 \times 270.16 + 214.24 \times 10^6 \times 1344.66 = 49.66 \times 10^{10} N.mm$$

V.6.5. Les efforts tranchants sur les différents portiques :**V.6.5.1. Séisme suivant long pan :**

file	1	2	3	4	5	6	7	8
V_Y^l (t)	0.37	0.38	0.39	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45

V.6.5.2. Séisme suivant pignon :

file	A	B
V_X^l (t)	1.72	1.72

V.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différents efforts sismiques qui agissent sur notre structure.

Chapitre : VI

Etude De Stabilités Et Contreventements

Chapitre VI. Etude de stabilités et contreventements :

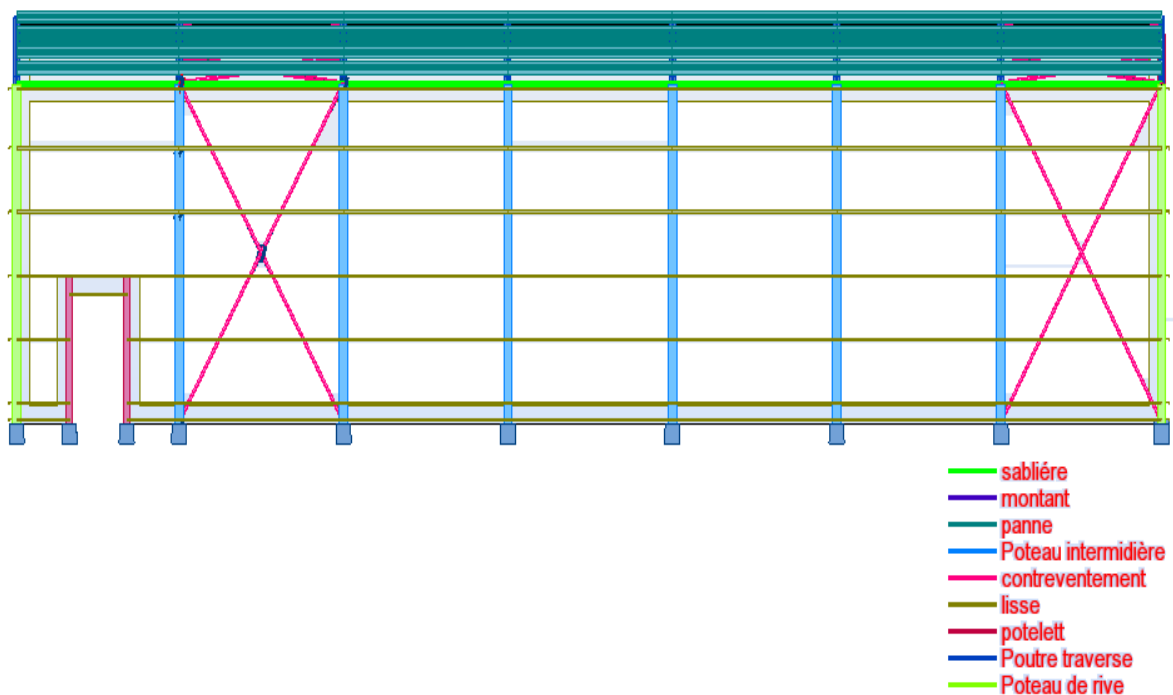


Fig.IV.1: position de contreventement

VI.1.Introduction :

Dans le chapitre 03 on a effectué le pré-dimensionnement des différents éléments stabilisateurs principaux (poutre au vent ; palée de stabilité; sablière ; montant) ;

Dans ce chapitre, on va vérifier la résistance de ces profilés, aux différents efforts.

Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 3 (EC3) : Règles de conception et de calcul des structures en acier.

VI.2. Etude de la poutre au vent :

On a choisi : L 30 × 30 × 4

VI.2.1. Vérification des diagonales à la traction :

La condition à vérifier est : $N_{sd} \leq N_{t.Rd}$ Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$$\gamma_{M0} = 1.1; \gamma_{M2} = 1.25 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_u = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 227 - 4 \times 14 = 171 \text{ mm}^2 \quad \text{Avec : } N_{sd} = 6214.94 \text{ daN}$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{227 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 7325.91 \text{ daN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 171 \times 510}{1.25} \times 10^{-1} = 6279.12 \text{ daN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{171 \times 355}{1.1} = 5518.64 \text{ daN.}$$

$$\text{Donc : } N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = 5518.64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6214.94daN > N_{t.Rd} = 5518.64daN \dots\dots\dots C.N.V$$

$$N_{sd} \leq N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_{net} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 192.58mm^2$$

$$A = A_{net} + e \times d_0 = 192.58 + 4 \times 14 = 248.58mm^2$$

Donc on prend: **L35 x 35 x 4**

VI.2.2. Vérification des diagonales au flambement :

$$\lambda_y = \frac{\ell_f}{i_u} = \frac{344}{0.68} = 505.89 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{505.89}{76.39} = 6.63$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante : $N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(6.63 - 0.2) + 6.63^2] = 24.06$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{24.06 + [24.06^2 - 6.63^2]^{0.5}} = 0.021$$

$$N_{sd} = 4143.29daN > N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.021 \times 1 \times 2.67 \times 355}{1.1} \times 10 = 180.95daN$$

Alors la condition de la résistance au flambement est non vérifiée.

On prend: **double cornière L60x60 x6**

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} \quad tq : I_{min} = 2I_y = 2 \times 22.79 = 45.58cm^4$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.81$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{i_{min}} = \frac{344}{1.81} = 190.06 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{190.06}{76.39} = 2.49$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante : $N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.49(2.49 - 0.2) + 2.49^2] = 4.17$$

$$\chi = \frac{1}{4.17 + [4.17^2 - 2.49^2]^{0.5}} = 0.133$$

$$N_{sd} = 4143.29daN \leq N_{b.rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.133 \times 1 \times 2 \times 6.91 \times 355}{1.1} \times 10 = 5931.92daN$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

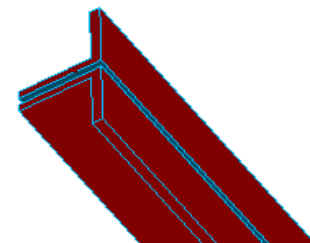


Fig.IV.2 : double cornière
L 60 x 60 x 6

VI.3. Etude de la palée de stabilité:

On a choisi : **L 35 × 35 × 4**

VI.3.1. Vérification des diagonales à la traction :

La condition à vérifier est : $N_{sd} \leq N_{t.Rd}$ Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$$\gamma_{M0} = 1,1; \gamma_{M2} = 1.25 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_u = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 267 - 4 \times 14 = 211 \text{ mm}^2 \quad \text{Avec : } N_{sd} = 7178.57 \text{ daN}$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{267 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 8616.81 \text{ daN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 211 \times 510}{1.25} \times 10^{-1} = 7747.92 \text{ daN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{211 \times 355}{1.1} = 6809.54 \text{ daN}$$

Donc : $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = 6809.54 \text{ daN}$

$$N_{sd} = 7178.57 \text{ daN} > N_{t.Rd} = 6809.54 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$N_{sd} \leq N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_{net} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 222.44 \text{ mm}^2$$

$$A = A_{net} + e \times d_0 = 222.44 + 4 \times 14 = 278.44 \text{ mm}^2$$

Donc on prend: **L40 x 40 x 4**

VI.3.2. Vérification des diagonales au flambement :

$$\lambda_y = \frac{\ell_f}{i_u} = \frac{396}{0.77} = 514.29 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{514.29}{76.39} = 6.74$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

$$\text{On doit satisfaire la condition suivante : } N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.49(6.74 - 0.2) + 6.74^2] = 24.82$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{24.82 + [24.82^2 - 6.74^2]^{0.5}} = 0.02$$

$$N_{brd} = 198.8 \text{ daN} \text{ donc } N_{sd} \geq N_{b.rd} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

On prend: **double cornière L 65 x 65 x 8**

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \quad I_{\min} = 2I_y = 2 \times 37.49 = 74.98 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{74.98}{19.7}} = 1.95$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{i_u} = \frac{396}{1.95} = 203.08 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{203.08}{76.39} = 2.66$$

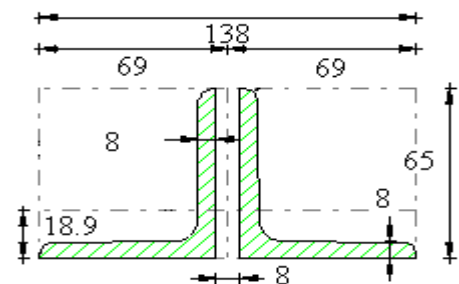


Fig.IV.3: double cornière

L 65 x 65 x 8

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante : $N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\varphi = 0.5 \left[1 + 0.49(2.66 - 0.2) + 2.66^2 \right] = 4.65$$

$$\chi = \frac{1}{4.65 + \left[4.65^2 - 2.66^2 \right]^{0.5}} = 0.118$$

$$N_{sd} = 7178.57 \text{ daN} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.118 \times 1 \times 2 \times 9.85 \times 355}{1.1} \times 10 = 7502.11 \text{ daN}$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

VI.4. Etude des sablières :

On a choisi : **HEAA 100**

➤ **Classe du profilé (HEAA 100):**

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100/2}{5.5} = 9.1 \leq 15\varepsilon = 12.15$$

Semelle de classe : 3

Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{4443.63}{4.2 \times 355} = 2.98$$

$$0.5 \leq \alpha = \frac{1}{56} \left(\frac{56 + 2.98}{2} \right) = 0.53 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{56}{4.2} = 13.33 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 54.46$$

Âme de classe : 1

Donc la classe de la section est : 3

VI.4.1. Détermination des résistances en section :

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{15.6 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 50345.45 \text{ daN}$$

$$M_{el.y.rd} = W_{el.y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{51.98 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 1677.53 \text{ daN.m}$$

Avec : $\gamma_{M0} = 1.1$

VI.4.2. Vérification de la résistance au moment fléchissant :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{A \times f_{yd}} + \frac{M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_{yd}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_{yd}} \leq 1$$

Tel que : $M_{z.sd} = 0$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.72 \text{ Mpa}$$

$$\frac{4443.63}{50345.45} + \frac{132.02 \times 10}{51.98 \times 322.72} = 0.177 < 1 \dots\dots\dots CV$$

VI.4.3. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : $M_{z.sd} = 0$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

Calcul de χ_{\min} :

on a :
$$\begin{cases} \beta_a = 1 \\ \varepsilon = 0.81 \\ \lambda_1 = 939\varepsilon \end{cases}$$

Et :
$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{430}{3.89} = 110.54 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{430}{2.43} = 176.95 \end{cases} \implies \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{110.54}{76.056} = 1.46 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{176.95}{76.059} = 2.32 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée HEAA 100 : $h = 91 \text{ mm}$, $b = 100 \text{ mm}$, $t_f = 5.5 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{91}{100} = 0.91 < 1.2$. et $t_f = 5.5 < 100 \text{ mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y'	b	$\alpha_y = 0,34$
z-z'	c	$\alpha_z = 0,49$

Tab.VI.1: Coefficients de flambement correspondants à la section HEAA 100.

$$\begin{cases} \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0,34(1.46 - 0.2) + 1.46^2] = 1.78 \\ \varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0,49(2.32 - 0.2) + 2.32^2] = 3.67 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \chi_y &= \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.78 + [1.78^2 - 1.46^2]^{0.5}} = 0.35 \\ \chi_z &= \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{3.67 + [3.67^2 - 2.32^2]^{0.5}} = 0.154 \end{aligned} \right. \quad \text{Avec: } \chi_y \leq 1$$

Avec: $\chi_z \leq 1$

$$\chi_{\min} = \min(0.35; 0.154)$$

Calcul de K_y :

$$\beta_{My} = \beta_{MQ} = 1.3$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [(\beta_{My} \times 2) - 4] + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 1.46 \times [(1.3 \times 2) - 4] + \frac{51.98 - 58.36}{58.36} = -2.15 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-2.15 \times 4443.63}{0.35 \times 55380} = 1.5 \leq 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{el,y,Rd}} = \frac{4443.63}{0.154 \times 50345.45} + \frac{1.5 \times 132.02}{1677.54} = 0.7 < 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

VI.5. Etude des montants :

On a choisi : IPE 80

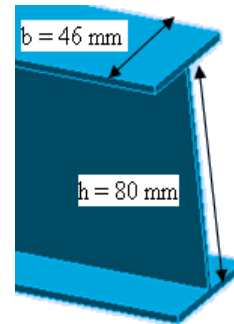


Fig.VI.4 : Montants IPE 80

➤ **Classe du profilé (IPE 80) :**

La classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{46/2}{5.2} = 4.43 \leq 10\epsilon = 8.1$$

Semelle de classe : 1

La classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{38655}{3.8 \times 355} = 28.66$$

$$0.5 \leq \alpha = \frac{1}{59.6} \left(\frac{59.6 + 28.66}{2} \right) = 0.74 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{59.6}{3.8} = 15.69 \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = 37.21$$

Âme de classe : 1

Donc la classe de la section est : 1

VI.5.1. Détermination des résistances en section :

$$N_{pl.rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 24656.36 \text{ daN}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{23.2 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 742.72 \text{ daN.m}$$

VI.5.2. Vérification de la stabilité au flambement :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{Y.sd}}{W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

✚ Calcul de K_y et χ_{\min} :

$$\begin{cases} \beta_a = 1 \\ \epsilon = 0.81 \\ \lambda_1 = 93.9\epsilon \end{cases}$$

on a :

$$\text{Et: } \begin{cases} \lambda_y = \frac{\ell_{fy}}{i_y} = \frac{425}{3.24} = 131.18 \\ \lambda_z = \frac{\ell_{fz}}{i_z} = \frac{425}{1.05} = 416.67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{131.18}{76.39} = 1.72 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{416.67}{76.39} = 5.46 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée IPE 80 : $h = 80 \text{ mm}$, $b = 46 \text{ mm}$, $t_f = 5.2 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{80}{46} = 1.38 > 1.2$. et $t_f = 5.2 < 40 \text{ mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	a	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	b	$\alpha_z = 0.34$

Tab.VI.2: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 80.

$$\begin{cases} \varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(1.72 - 0.2) + 1.72^2] = 2.14 \\ \varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(5.46 - 0.2) + 5.46^2] = 16.3 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \chi_y &= \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{2.14 + [2.14^2 - 1.72^2]^{0.5}} = 0.29 && \text{Avec: } \chi_y \leq 1 \\ \chi_z &= \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{16.3 + [16.3^2 - 5.46^2]^{0.5}} = 0.031 && \text{Avec: } \chi_z \leq 1 \end{aligned} \right.$$

➤ **Calcul de k_y et k_z :**

Donc : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [(\beta_{My} \times 2) - 4] + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} = 1.72[(1.3 \times 2) - 4] + \frac{23.2 - 20}{20} = -2.25$$

Avec : $\mu_y \leq 0.9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-2.25 \times 3865.5}{0.29 \times 27122} = 2.11 > 1.5 \Rightarrow k_y = 1.5$$

On a :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{3865.5}{0.031 \times 24656.36} + \frac{1.5 \times 39.34}{742.72} = 5.14 > 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est non vérifiée.

On prend IPE 100 avec des liernes au milieu.

Ce profilé est de section : 1

Donc :

$$N_{pl.rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{10.3 \times 10^2 \times 355}{1.1} \times 10^{-1} = 33240.9 \text{ daN}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{m0} = \frac{39.4 \times 10^3 \times 355}{1.1} \times 10^{-4} = 1271.54 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et: } \left\{ \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{\ell_{fy}}{i_y} = \frac{425}{4.07} = 104.43 \\ \lambda_z &= \frac{\ell_{fz}}{i_z} = \frac{212.5}{1.24} = 171.38 \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{104.43}{76.39} = 1.37 \\ \bar{\lambda}_z &= \frac{171.38}{76.39} = 2.25 \end{aligned} \right.$$

$\bar{\lambda} > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement.

✓ Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en H laminée IPE 100 : $h = 100 \text{ mm}$, $b = 55 \text{ mm}$, $t_f = 5.7 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{100}{55} = 1.82 > 1.2$. et $t_f = 5.7 < 40 \text{ mm}$.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	a	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	b	$\alpha_z = 0.34$

Tab. VI.3: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 100.

$$\begin{cases} \varphi_y = 1.57 \\ \varphi_z = 0.5[1 + 0.34(2.25 - 0.2) + 2.25^2] = 3.38 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \chi_y = 0.43 \\ \chi_z = \frac{1}{3.38 + [3.38^2 - 2.25^2]^{0.5}} = 0.17 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_y = -1.77 \\ k_y = 1.5 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{3865.5}{0.17 \times 33240.9} + \frac{1.5 \times 39.34}{1271.54} = 0.74 < 1$$

Alors la condition de la résistance au flambement est vérifiée.

VI.6. Conclusion :

Les efforts dus aux forces horizontales sollicitant notre construction peut transmettre aux fondations par des contreventements et des palées de stabilités verticales ; pour le dimensionnement de ces éléments, les calculs dans ce chapitre ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons $\perp\!\!\!\perp$ **60 x 60 x 6**
- Pour les palées de stabilité nous avons $\perp\!\!\!\perp$ **65 x 65 x 8** pour les diagonales
- Pour la sablière **HEAA 100**
- Pour le montant **IPE 80**

Chapitre : VII

Etude De Portique

Chapitre VII. Etude de portique

VII.1. Introduction :

Après avoir fait l'étude de la stabilité et du contreventement, nous allons dans ce chapitre vérifier la stabilité du portique constitué de poteau de section HEB 240 et de traverse de section IPE O 330 (pré-dimensionnées dans le chapitre IV).

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millennium V21, les notes de calcul sont données par famille ; on s'intéresse pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

VII.2. Vue de la structure

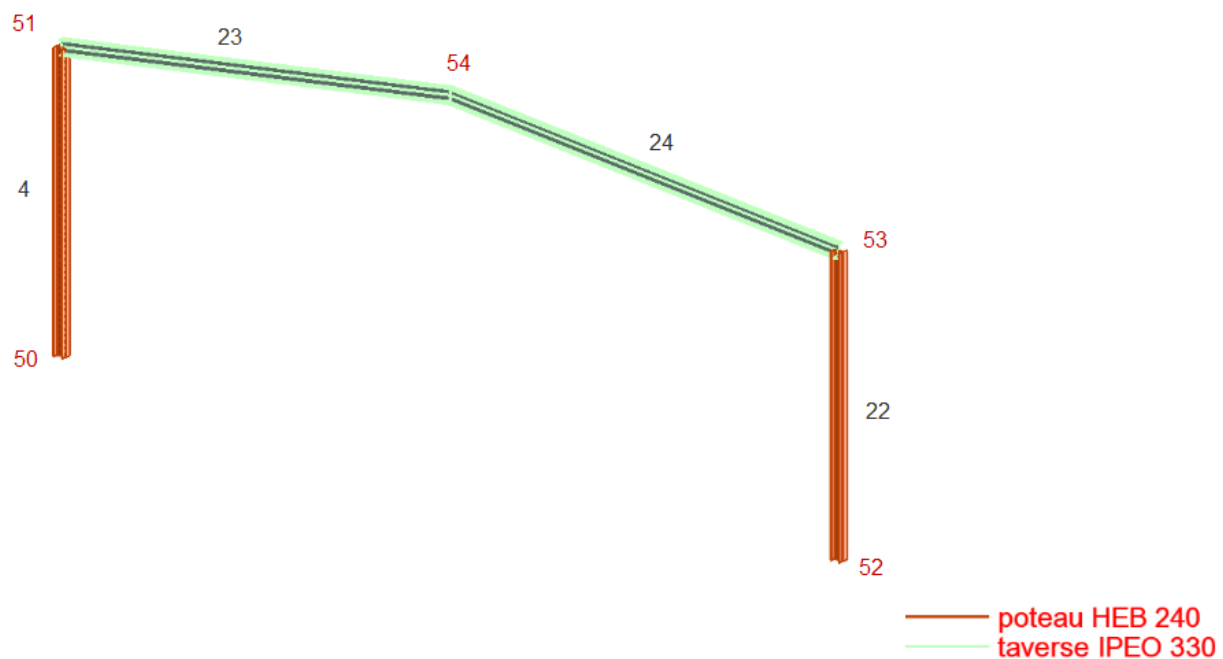


Fig.VII.1: vue de portique le plus sollicité

VII.3. Principe du logiciel :

Le principe fondamental de ROBOT est la gestion par bureaux qui va nous guider à travers les étapes essentielles de modélisation, d'exploitation de résultats et enfin du dimensionnement métré.

VII.4. Paramètre de l'étude:

Unités de mesure des données :

- ✓ m et kN

Géométrie :

- ✓ Largeur: 21.7 m
- ✓ Longueur du bâtiment : 30.35 m
- ✓ Distance maximale entre portiques: 4.3 m.
- ✓ Hauteur des poteaux : 6.65 m (versants symétriques)

- ✓ Pente : 10.76% (soit flèche 1.15 m)
- ✓ Pieds de poteaux : encastrés.

Section (pré-dimensionnée dans le chapitre 06) :

- ✓ Poteau : HEB 240
- ✓ Traverse : IPE O 330

Charges :

- Permanentes :
 - ✓ Poids propre
 - ✓ Toiture : 0.15 kN/m²
 - ✓ Bardage : 0.15 kN/m²
- Variables :
 - ✓ D'entretien : 2 kN.
 - Climatiques : Neige et vent :
 - ✓ Région : KHENCHELA.
 - ✓ Altitude de la construction : 1200 m
 - ✓ Norme : RNV99
 - ✓ Perméabilité : 0.1073 % dans les deux cotés (long pan).
 - ✓ Vent : site normal (type : normal)
 - ✓ sismique :
 - Classification de la zone sismique : I.
 - Classification de l'ouvrage selon leur importance :Groupe 2
 - Classification du site :Catégorie S3 (site meuble)

Afin de commencer la définition de la structure, on lance le système ROBOT.

Dans la fenêtre de l'assistant affichée par ROBOT, on sélectionne la première icône du premier rang (**Etude d'un portique plan**).

VII.5. Modélisation de la structure:


VII.5.1. Le réglage des préférences:

Les préférences : 

L'icône Préférences nous permet de changer les paramètres de travail du système ROBOT et les paramètres gérant la forme du logiciel : couleur, polices, tailles des icônes, etc.

Les préférences de l'affaire : 

Les préférences de l'affaire nous permettent de changer le fond de notre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

-  Réglage des unités :
 - ✓ Dimensions: m

- ✓ Force: KN
- ✓ Moment :kN.m
- ✓ Contrainte : MN/m²

✚ Matériaux :

Acier : S355

	Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NI	LX [1/°C]	RO [daN/m3]	Re [MPa]
1	ACIER S355	210000	80800.0	0.30	0.00	7701.00	335.00

Tab.VII.1.Caractéristique des martiaux

✚ Réglage des normes :

- ✓ Norme de conception:

Structure acier et aluminium:

Assemblage acier:

- ✓ Charge:

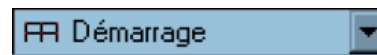
Pondérations :EN 1990:2002

Charges de neige et vent : DTR C2-47/NV99

Charges sismiques : RPA 99 (2003)

VII.5.2. Lignes de construction:

- Nous assurons d'être dans le bureau initial Démarrage



- On sélectionne l'icône de définition de lignes de construction



- Puis on définit les lignes de construction

Lignes verticales :

Onglet X : position 0, répétition 2, espacement 10.35

Lignes horizontales :

Onglet Z :

libellé	±0.00	1	2	3	4	5	6	7	±6.65	±7.80
position	0.00	0.08	0.40	1.65	2.9	4.15	5.4	6.57	6.65	7.80

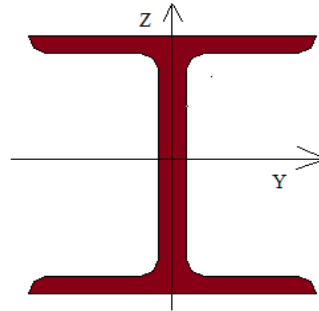
VII.5.3. Profils de barres:



Propriétés des profils:

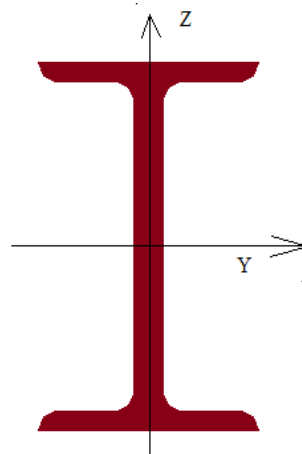
Caractéristiques de la section:

HEB 240



PROFILE	HY[cm]	HZ[cm]	AX[cm ²]	IX[cm ⁴]	IY[cm ⁴]	IZ[cm ⁴]	Matériau
HEB 240	24	24	105.99	103.07	11259.30	3922.66	S 355

IPE O 330



PROFILE	HY[cm]	HZ[cm]	AX[cm ²]	IX[cm ⁴]	IY[cm ⁴]	IZ[cm ⁴]	Matériau
IPEO330	16.2	33.4	72.62	42.35	13910.40	960.38	S 355

VII.5.4. Nœuds:



Noeud	X [m]	Z [m]
50	0	0
51	0	6.65
54	10.35	7.8
53	20.7	6.65
52	20.7	0

N.B: les liaisons des nœuds sont rigides

VII.5.5. Barres:

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre
4	50	51	HEB 240	ACIER S355	6.65	0.0	Poteau
22	52	53	HEB 240	ACIER S355	6.65	0.0	Poteau
23	51	54	IPE 360	ACIER S355	10.42	0.0	Travrse
24	53	54	IPE 360	ACIER S355	10.42	0.0	Travrse

VII.5.6. Caractéristiques – Barres :

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
HEB 240	4 22	105.99	84.70	33.23	103.07	11259.3	3922.66
IPE O 330	23 24	72.62	45.99	34.88	42.35	13910.4	960.38

VII.5.7. Appuis:

-Dans la liste des bureaux disponibles, on sélectionne le bureau Appuis.



-Dans la fenêtre Appuis, on sélectionne "encastrement".

Nœud	appuis
50	encastrement
52	encastrement

VII.6. Définition des chargements:

Cas	nature	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
1	Permanente 1	Poids propre	4 22A24	PZ moins Coef=1.00
1	Permanente 2	force nodale force nodale	4 22 23 24	FZ= -5.3[kN] FZ= -1.78[kN]
2	Exploitation	force nodale	23 24	FZ= -2[kN]
3	Vent	charge uniforme charge uniforme	4 22 23 24	PX= 1.45[kN/m] PX= -1.45 [kN/m] PZ= 1.86[kN/m]
4	neige	charge uniforme	23 24	PZ= -0.36[kN/m]

Combinaisons automatiques :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
73 (C) (CQC)	$1 * X \ 0.3 * Y \ 0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*1.00+(71+72)*0.30+(1+2)*1.35+64*1.50$
74 (C) (CQC)	$1 * X \ -0.3 * Y \ 0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*1.00+71*-0.30+72*0.30$
75 (C) (CQC)	$1 * X \ -0.3 * Y \ -0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*1.00+(71+72)*-0.30$
76 (C) (CQC)	$1 * X \ 0.3 * Y \ -0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*1.00+71*0.30+72*-0.30$
77 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1 * Y \ 0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$(70+72)*0.30+71*1.00$
78 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1 * Y \ 0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$(70+72)*0.30+71*-1.00$
79 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1 * Y \ -0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*0.30+71*-1.00+72*-0.30$
80 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1 * Y \ -0.3 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*0.30+71*1.00+72*-0.30$
81 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ 1 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$(70+71)*0.30+72*1.00$
82 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ 1 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*0.30+71*-0.30+72*1.00$
83 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ -1 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$70*0.30+71*-0.30+72*-1.00$
84 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ -1 * Z$	Combinaison linéaire	ELU	sismique	$(70+71)*0.30+72*-1.00$

Tab.VII.2.Combinaisons automatiques

Combinaisons manuelles:

87 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.35+64*1.50$
88 (C)	G+1.5W+	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.00+10*1.50$
89 (C)	G+1.5W-	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.00+58*1.50$
90 (C)	1.35G+1.35(S/2+W+)	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2+10)*1.35+64*0.68$
91 (C)	1.35G+1.35(S/2+W-)	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2+58)*1.35+64*0.68$
92 (C)	G+1.35(S/2+W+)	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.00+64*0.68+10*1.35$
93 (C)	G+1.35(S/2+W+)	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.00+64*0.68+58*1.35$
94 (C)	G+S	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2+64)$
95(C)	G+W+	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2+10)$
96 (C)	G+W-	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2+58)$
97 (C)	G+0.9(S/2+W+)	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2)*1.00+64*0.45+10*0.9$
98 (C)	G+0.9(S/2+W+)	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2)*1.00+64*0.45+58*0.9$
111 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	structurelle	$(1+2+3)*1.00$
112 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	structurelle	$(1+2)*1.35+3*1.50$
113 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ex	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2+3)*1.00+70*1.20$
114 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ex	Combinaison linéaire	ELS		$(1+1+3)*1.00+70*-1.20$
115 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ey	Combinaison linéaire	ELS		$(1+1+3)*1.00+71*1.20$

116 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ey	Combinaison linéaire	ELS		$(1+1+3)*1.00+71*-1.20$
117 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ez	Combinaison linéaire	ELS		$(1+1+3)*1.00+72*1.20$
118 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ez	Combinaison linéaire	ELS		$(1+1+3)*1.00+72*-1.20$

Tab.VII.3: Combinaisons manuelles

VII.7. Analyse des résultats:

Dans la liste des bureaux disponibles, on sélectionne "Résultats/Résultats".

VII.7.1.Réactions : Extrêmes globaux

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	44,57	8,35	90,75	2,30	117,89	0,54
Noeud	50	52	52	13	50	52
Cas	112 (C)	112 (C)	112 (C)	88 (C)	112 (C)	112 (C)
Mode						
MIN	-44,55	-6,86	-62,78	-2,75	-117,80	-0,56
Noeud	52	82	52	7	52	50
Cas	112 (C)	116 (C) (CQC)	10	112 (C)	112 (C)	114 (C) (CQC)

Tab.VII.4 : Réactions(Extrêmes globaux)**VII.7.2.Déplacements : Extrêmes globaux**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	4,1	1,3	11,4	0,024	0,019	0,003
Noeud	53	79	54	84	6	337
Cas	113 (C) (CQC)	88 (C)	88 (C)	115 (C) (CQC)	117 (C) (CQC)	115 (C) (CQC)
MIN	-4,2	-2,4	-15,0	-0,022	-0,018	-0,004
Noeud	119	84	34	79	154	136
Cas	114 (C) (CQC)	116 (C) (CQC)	118 (C) (CQC)	88 (C)	118 (C) (CQC)	118 (C) (CQC)

Tab.VII.5 : Déplacements (Extrêmes globaux)**VII.7.3.Efforts : Extrêmes globaux**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	82,72	17,94	55,64	0,41	176,81	5,71
Barre	44	28	24	48	22	28
Noeud	79	59	53	84	53	59
Cas	112 (C)	112 (C)	88 (C)	112 (C)	112 (C)	73 (C) (CQC)
MIN	-88,36	-18,96	-55,77	-0,41	-177,21	-5,16
Barre	28	27	23	47	23	24
Noeud	59	59	51	84	51	54
Cas	88 (C)	112 (C)	88 (C)	112 (C)	112 (C)	90 (C)

Tab.VII.6 : Efforts (Extrêmes globaux)

VII.7.4. Contraintes : Extrêmes globaux

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	218,58	19,84	212,74	74,02	5,83	0,00	22,84
Barre	23	237	23	348	304	176	366
Noeud	51	303	51	53	57	212	136
Cas	112 (C)	112 (C)	112 (C)	114 (C) (CQC)	112 (C)	10	112 (C)
MIN	-16,38	-209,60	-0,65	-0,00	-212,74	-74,02	-18,82
Barre	237	24	367	146	23	348	386
Noeud	273	53	79	182	51	53	92
Cas	88 (C)	112 (C)	3	94 (C)	112 (C)	114 (C) (CQC)	112 (C)

Tab.VII.7 : Contraintes (Extrêmes globaux)**VII.8. Vérification des sections :****VII.8.1. Vérification de poteau HEB 240:**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *4 Poteau intermédiaire_4*POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 6.65 m***CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif: 88 G+1.5W+ (1+2)*1.00+10*1.50***MATERIAU:**ACIER E36 $f_y = 355.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: poteau HEB 240**

$h = 24.0$ cm $\gamma_{M0} = 1.00$ $\gamma_{M1} = 1.00$
 $b = 24.0$ cm $A_y = 89.59$ cm² $A_z = 33.23$ cm² $A_x = 105.99$ cm²
 $t_w = 1.0$ cm $I_y = 11259.30$ cm⁴ $I_z = 3922.66$ cm⁴ $I_x = 103.07$ cm⁴
 $t_f = 1.7$ cm $W_{ply} = 1053.15$ cm³ $W_{plz} = 498.42$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{sd} = -60.24$ kN $M_{y,sd} = 160.47$ kN*m $M_{z,sd} = -0.28$ kN*m
 $V_{y,sd} = -4.13$ kN
 $N_{t,Rd} = 3762.65$ kN $M_{y,pl,Rd} = 373.87$ kN*m $M_{z,pl,Rd} = 176.94$ kN*m
 $V_{y,T,Rd} = 1835.66$ kN
 $M_{y,c,Rd} = 373.87$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 176.94$ kN*m
 $V_{z,sd} = 50.61$ kN
 $M_{N,y,Rd} = 373.87$ kN*m $M_{N,z,Rd} = 176.94$ kN*m
 $V_{z,T,Rd} = 680.96$ kN
 $M_{b,Rd} = 373.87$ kN*m $T_{t,sd} = -0.01$ kN*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00 \quad M_{cr} = 1192.51 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Courbe, LT - b} \quad \chi_{LT} = 0.93$$

$$L_{cr,upp} = 6.65 \text{ m} \quad \lambda_{LT} = 0.56 \quad \phi_{LT} = 0.64 \quad \chi_{LT,mod} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{s,d}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,s,d}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,s,d}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,s,d}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,s,d}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,s,d}/(f_y/(\sqrt{3})\times\gamma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,s,d}/(f_y/(\sqrt{3})\times\gamma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,s,d}/M_{b,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Déplacements**

$$v_x = 4.6 \text{ cm} > v_{x,max} = L/150.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Non vérifié}$$

Cas de charge décisif: 114 G+Q-1.2Ex (1+1+3)*1.00+70*-1.20

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 116 G+Q-1.2Ey (1+1+3)*1.00+71*-1.20

Profil incorrect

VII.8.2. Vérification de traverse IPEO 330:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 23 Poutre traverse_23 **POINT:** 1

COORDONNEE: x = 0.01

L = 0.08 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 73 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z

70*1.00+(71+72)*0.30+(1+2)*1.35+64*1.50

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE LA SECTION: traverse IPEO 330

$$h = 33.4 \text{ cm} \quad \gamma_{M0} = 1.00 \quad \gamma_{M1} = 1.00$$

$$b = 16.2 \text{ cm} \quad A_y = 49.59 \text{ cm}^2 \quad A_z = 34.89 \text{ cm}^2 \quad A_x = 72.62 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.9 \text{ cm} \quad I_y = 13910.40 \text{ cm}^4 \quad I_z = 960.38 \text{ cm}^4 \quad I_x = 42.35 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.4 \text{ cm} \quad W_{ply} = 942.79 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 184.99 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{s,d} = 25.09 \text{ kN} \quad M_{y,s,d} = -129.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{z,s,d} = 0.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned}
 V_{y,sd} &= -0.02 \text{ kN} \\
 N_{c,Rd} &= 2578.01 \text{ kN} & M_{y,sd,max} &= -132.67 \text{ kN*m} & M_{z,sd,max} &= 0.54 \text{ kN*m} \\
 V_{y,T,Rd} &= 1009.40 \text{ kN} \\
 N_{b,Rd} &= 1743.40 \text{ kN} & M_{y,c,Rd} &= 334.69 \text{ kN*m} & M_{z,c,Rd} &= 65.67 \text{ kN*m} \\
 V_{z,sd} &= 37.48 \text{ kN} \\
 & & M_{N,y,Rd} &= 334.69 \text{ kN*m} & M_{N,z,Rd} &= 65.67 \text{ kN*m} \\
 V_{z,T,Rd} &= 712.00 \text{ kN} \\
 & & M_{b,Rd} &= 197.13 \text{ kN*m} & T_{t,sd} &= 0.11 \text{ kN*m} \\
 & & & & \text{Classe de la section} &= 1
 \end{aligned}$$

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$\begin{aligned}
 z &= 1.00 & M_{cr} &= 228.20 \text{ kN*m} & \text{Courbe, LT - c} & & \chi_{LT} &= 0.52 \\
 L_{cr,low} &= 10.41 \text{ m} & \lambda_{LT} &= 1.21 & \emptyset_{LT} &= 1.25 & \chi_{LT,mod} &= 0.59
 \end{aligned}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$$\begin{aligned}
 L_y &= 10.41 \text{ m} & \lambda_y &= 0.98 & L_z &= 10.41 \text{ m} & \lambda_z &= 0.53 \\
 L_{cr,y} &= 10.41 \text{ m} & \chi_y &= 0.68 & L_{cr,z} &= 1.46 \text{ m} & \chi_z &= 0.87 \\
 \lambda_y &= 75.24 & k_{yy} &= 0.96 & \lambda_z &= 40.15 & k_{yz} &= 1.49
 \end{aligned}$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$\begin{aligned}
 N_{sd}/N_{t,Rd} &= 0.01 < 1.00 & (6.2.4.(1)) \\
 (M_{y,sd}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,sd}/M_{N,z,Rd})^{1.00} &= 0.16 < 1.00 & (6.2.9.1.(6)) \\
 V_{y,sd}/V_{y,T,Rd} &= 0.00 < 1.00 & (6.2.6-7) \\
 V_{z,sd}/V_{z,T,Rd} &= 0.05 < 1.00 & (6.2.6-7) \\
 \tau_{ty,sd}/(f_y/(\sqrt{3} \times \gamma_{M0})) &= 0.02 < 1.00 & (6.2.6) \\
 \tau_{tz,sd}/(f_y/(\sqrt{3} \times \gamma_{M0})) &= 0.01 < 1.00 & (6.2.6)
 \end{aligned}$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\begin{aligned}
 \lambda_y &= 75.24 < \lambda_{y,max} = 210.00 & \lambda_z &= 40.15 < \lambda_{z,max} = 210.00 & \text{STABLE} \\
 M_{y,sd,max}/M_{b,Rd} &= 0.67 < 1.00 & (6.3.2.1.(1)) \\
 N_{sd}/(\chi_z \times N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \times M_{y,sd,max}/(\chi_{LT} \times M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \times M_{z,sd,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) &= 0.67 < 1.00 & (6.3.3.(4)) \\
 N_{sd}/(\chi_z \times N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \times M_{y,sd,max}/(\chi_{LT} \times M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \times M_{z,sd,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) &= 0.37 < 1.00 & (6.3.3.(4))
 \end{aligned}$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$\begin{aligned}
 u_y &= 0.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm} & \text{Vérfié} \\
 \text{Cas de charge décisif: } & 116 \text{ G+Q-1.2Ey } (1+1+3)*1.00+71*-1.20 \\
 u_z &= 2.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm} & \text{Vérfié} \\
 \text{Cas de charge décisif: } & 114 \text{ G+Q-1.2Ex } (1+1+3)*1.00+70*-1.20 \\
 u_{inst,y} &= 0.1 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm} & \text{Vérfié} \\
 \text{Cas de charge décisif: } & 1.5*3 \\
 u_{inst,z} &= 1.2 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm} & \text{Vérfié} \\
 \text{Cas de charge décisif: } & 1.5*3
 \end{aligned}$$

Profil correct

VII.9. dimensionnement de poteau :

 poteau HEA 280 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 Poteau intermédiaire_4

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ L = 6.65 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 88 G+1.5W+ (1+2)*1.00+10*1.50

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: poteau HEA 280**

$h = 27.0$ cm $\gamma_{M0} = 1.00$ $\gamma_{M1} = 1.00$
 $b = 28.0$ cm $A_y = 81.58$ cm² $A_z = 31.74$ cm² $A_x = 97.26$ cm²
 $t_w = 0.8$ cm $I_y = 13673.30$ cm⁴ $I_z = 4762.64$ cm⁴ $I_x = 62.37$ cm⁴
 $t_f = 1.3$ cm $W_{ply} = 1012.84$ cm³ $W_{plz} = 340.19$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{sd} = -59.68$ kN $M_{y,sd} = 163.89$ kN*m $M_{z,sd} = -0.3$ kN*m
 $V_{y,sd} = -4.33$ kN
 $N_{t,Rd} = 3452.73$ kN $M_{y,pl,Rd} = 359.56$ kN*m $M_{z,pl,Rd} = 120.77$ kN*m
 $V_{y,T,Rd} = 1671.70$ kN
 $M_{y,c,Rd} = 359.56$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 120.77$ kN*m
 $V_{z,sd} = 51.81$ kN
 $V_{z,T,Rd} = 650.46$ kN
 $M_{b,Rd} = 359.56$ kN*m $T_{t,sd} = -0.01$ kN*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 1192.51$ kN*m Courbe, LT - b $\chi_{LT} = 0.94$
 $L_{cr,upp} = 6.65$ m $\lambda_{LT} = 0.55$ $\phi_{LT} = 0.64$ $\chi_{LT,mod} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{sd}/N_{t,Rd} + (M_{y,sd}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,sd}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,sd})^2 + 3 \times (\tau_{y,sd} + \tau_{ty,sd})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,sd} / V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,sd} / V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,sd} / (f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,sd} / (f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,sd} / M_{b,Rd} = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Déplacements**

$v_x = 4.2$ cm $< v_{x,max} = L/150.00 = 4.4$ cm Vérifié

Cas de charge décisif: 114 G+Q-1.2Ex (1+1+3)*1.00+70*-1.20

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y\max} = L/150.00 = 4.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: $116 \text{ G} + \text{Q} - 1.2 \text{ E}_y \text{ (1+1+3)*1.00+71*}-1.20$

VII.9. Conclusion :

Dans le chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments poteau, poutre de portique à l'aide de logicielle RDM 6 avec une vérification manuelle et on a obtenu :

- ✓ Poteau : **HEB 240**
- ✓ Traverse : **IPE O 330**

Dans ce chapitre on a fait une vérification de ces éléments à l'aide de logicielle ROBOOT qu'est très vigueur dans tous les domaines de génie civil et donc on peut dénoter qu'en plus de la vérification de tous les poteaux sauf n°4 et 22, ces profilés sont économiques, et on peut dire qu'il y a donc une grande uniformité entre le calcule manuelle et la vérification par ce logicielle et bien sûr en cas de mêmes charges, et après le dimensionnement on a obtenu :

- ✓ Poteau : **HEA 280**

Chapitre : VIII

Les Assemblages

Chapitre VIII. Les assemblages :

VIII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir deux ou plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des différentes sollicitations sans pour autant créer des sollicitations parasites.

Pour les structures métalliques les principaux modes d'assemblage sont le boulonnage et le soudage.

Les diverses formes d'assemblage que l'on rencontre sont les assemblages:

- ✓ Diagonale de contreventement-Poteau
- ✓ Panne- traverse
- ✓ Lisses-potelet
- ✓ Poteau-sablière.
- ✓ Traverse-poteaux.
- ✓ Traverse- Traverse

Dans ce chapitre, on étudiera successivement les assemblages:

- ✓ Par boulons ordinaires.
- ✓ Par boulons à haute résistance (boulons précontraints).

VIII.2. Assemblages de palée de stabilité :

VIII.2.1. calcul de l'attache de la diagonale $\angle 65 \times 65 \times 8$ avec le poteau

VIII.2.1.1. Disposition des boulons :

$$N_{sd} = 7178.57 \text{ daN}$$

On utilise :

m = 2 : nombre de plans de cisaillement

n = 3 : nombre de boulons

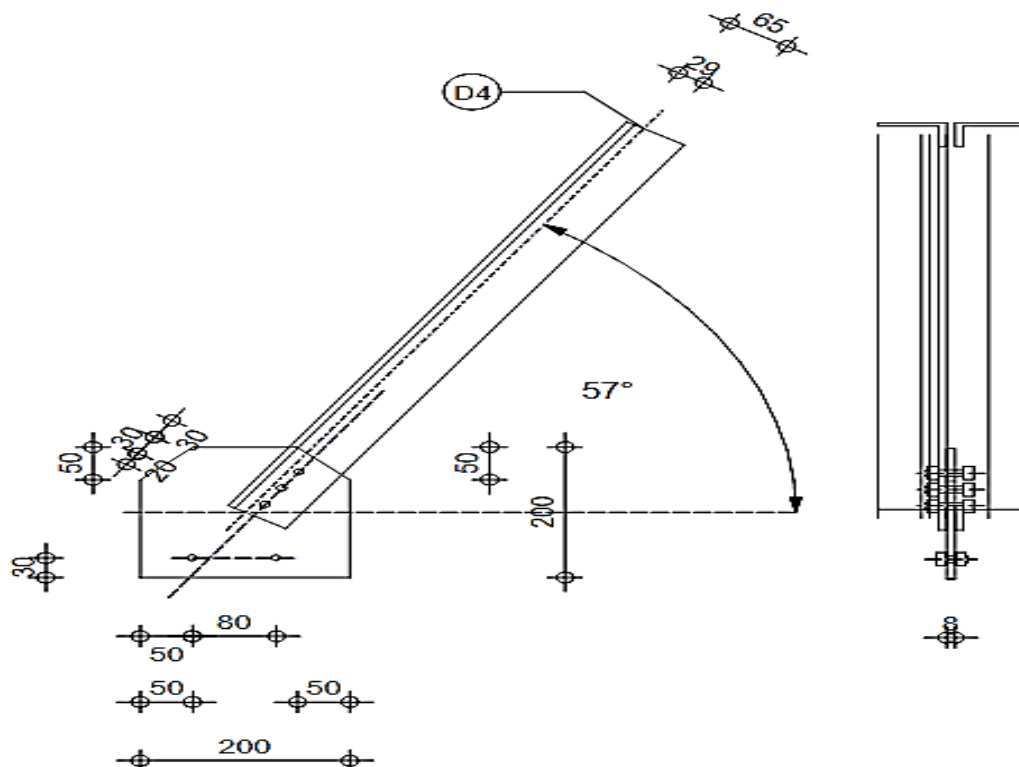


Fig.VIII.1: Disposition des boulons de palée de stabilité

VIII.2.1.2. Dimensionnement des boulons :

On doit vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{VRd}$

$$N_{sd} = 7178.57 \text{ daN} \rightarrow F_{Vsd} = \frac{N_{sd}}{m \times n} = 1196.43 \text{ daN}$$

F_{VRd} : résistance de calcul au cisaillement par boulon

F_{Vsd} : effort de cisaillement appliqué sur un boulon

En choisissant que les diagonales sont attachées par des boulons de classe 5.6

$$\Rightarrow f_{ub} = 50 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_{VRd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \geq F_{Vsd} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{Vsd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times f_{ub}} = \frac{1196.43 \times 1.25}{0.6 \times 50} = 49.86 \text{ mm}^2$$

En prend M10 avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$ donc: $d_0 = 11 \text{ mm}$

Et on doit vérifier que :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 13.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 15 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 24.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } p_1 = 30 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 16.5 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_2 = 28.5 \text{ mm} \end{cases}$$

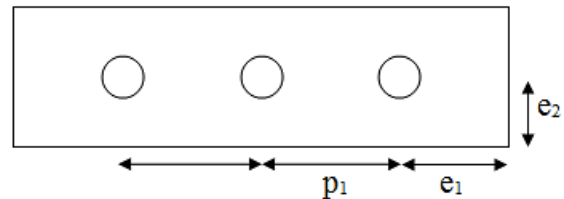


Fig.VIII.2:espacement en quinconce

On estime que la distance à mi-largeur de la cornière est $e_2 = 28.5 \text{ mm}$

VIII.2.1.3.Vérification à la pression diamétrale :

il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{BRd} = 2.5 \alpha \cdot f_u \cdot \frac{d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$

Tel que : $d = 11$

F_{BRd} : résistance de calcul à la pression diamétrale

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [0.45; 0.65; 1.02; 1] = 0.45$$

$$F_{BRd} = \frac{2.5 \times 0.45 \times 49 \times 11 \times 8}{1.25} = 3880.8 \text{ daN} > F_{Vsd} = 1196.43 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : Les diagonales sont attachées par **3 boulons M10 de classe 5.6**

VIII.2.2. Dimensionnement du gousset :

La résistance du gousset à la traction est donnée par :

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}] \geq N_{sd}$$

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{sd} \\ N_{u1} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq N_{sd} \\ N_{net,Rd} = A_{net} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{sd} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7178.57 \times 1.1}{35.5} = 222.44 \text{ mm}^2 \\ A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M2}}{0.9 \cdot f_u} + d_0 \times t = \frac{7178.57 \times 1.25}{0.9 \times 49} + 11 \times 8 = 291.48 \text{ mm}^2 \\ A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} + d_0 \times t = \frac{7178.57 \times 1.1}{35.5} + 11 \times 8 = 310.44 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Si la surface du gousset $A = t \cdot b$ tel que b : largeur de la plaque

$$\text{Alors : } b \geq \frac{310.44}{8} = 38.81 \text{ mm}$$

on prend **$b = 20 \text{ cm}$**

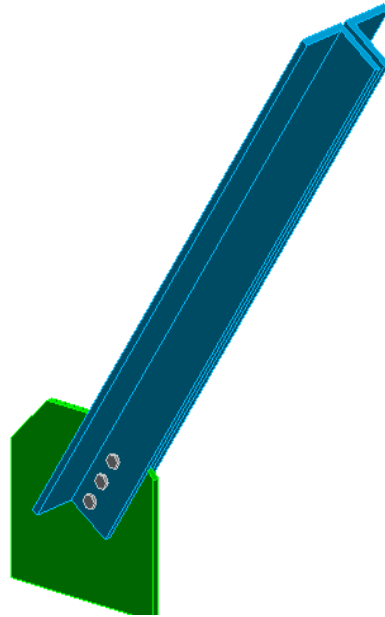


Fig.VIII.3: Assemblages de palée de stabilité

VIII.3. Assemblage panne-traverse :

VIII.3.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

Selon l'Eurocode 3, l'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

$$\text{IPE120 } h = 12\text{cm} ; b = 6.4\text{cm} ; \Rightarrow 6.4 \leq t \leq 9.6 \Rightarrow t \approx 8\text{cm}$$

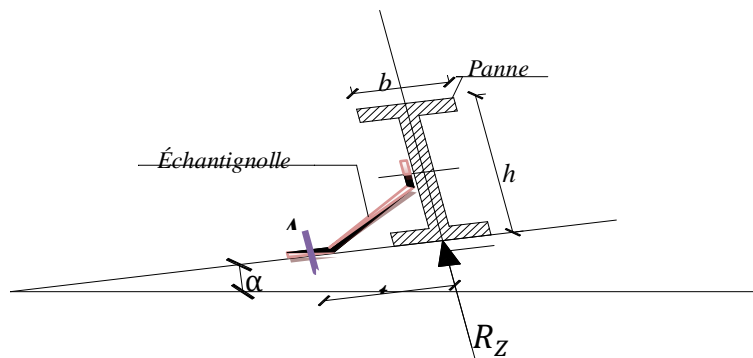


Fig.VIII.4: Assemblage panne – traverse

VIII.3.2. Calcul de la réaction des appuis :

$$Q_{UZ} = 182.13 \text{ daN/m}; Q_{UY} = 17.80 \text{ daN/m}$$

$$R_y = 2 \times Q_{UY} \times \frac{L}{2} = 76.54 \text{ daN}$$

$$R_z = 2 \times Q_{UZ} \times \frac{L}{2} = 783.16 \text{ daN}$$

VIII.3.3. Moment de renversement :

$$M_{sd} = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2}$$

$$M_{sd} = 783.16 \times 8 + 76.54 \times 6 = 6724.52 \text{ daN.cm}$$

VIII.3.4. Dimensionnement :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow w_{ech} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 2.09 \text{ cm}^3$$

$$w_{ech} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{w_{ech} \times 6}{a}} = \sqrt{\frac{2.09 \times 6}{16}} = 0.89 \text{ cm}$$

on prend : $e = 10 \text{ mm}$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$ et de longueur $a = 160 \text{ mm}$ avec 1 boulon de classe 5.6.

Remarque :

La largeur de l'échantignolle ($a = b_{IPE330} = 16 \text{ cm}$)

VIII.3.5. Dimensionnement des boulons:

Les boulons sont soumis à un effort de traction plus cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivant :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 76.54 \text{ daN} \\ F_{t,sd} = R_z = 783.16 \text{ daN} \end{cases}$$

$$f_{ub} = 50 \text{ daN/m} ; \quad \gamma_{Mb} = 1,25 ;$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{V,sd}}{0.6 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times 0.9 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} \Rightarrow A_s \geq 26.5 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon M8 Tel que $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$

VIII.4. Assemblage lisses-potelet :

$$\text{On suppose que : } \begin{cases} e_1 = 25 \text{ mm} \\ p_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

VIII.4.1. Détermination des sollicitations :

- Poids de la toiture : panneau sandwich (TL75)
- Poids propre d'UPN 100

$$G_1 = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 10.6 \text{ kg/m}$$

$$F = 1.35(G_1 \times 1.25 \times 2.5 + G_2 \times 2.5) = 99.06 \text{ daN}$$

$$M = F \times 100 = N \times 25 \Rightarrow N = 396.24 \text{ daN}$$

VIII.4.2. Vérification du profil (UPN100) en console :

La contrainte dans l'acier :

En prenant en considération la section la plus sollicitée.

$$M_f = F \times d = 99.06 \times 64 = 6339.84 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{M_v}{I} = \frac{6339.84 \times 10 \times 6}{6^2 \times 180} = 58.71 \text{ MPa} \leq f_y = 355 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

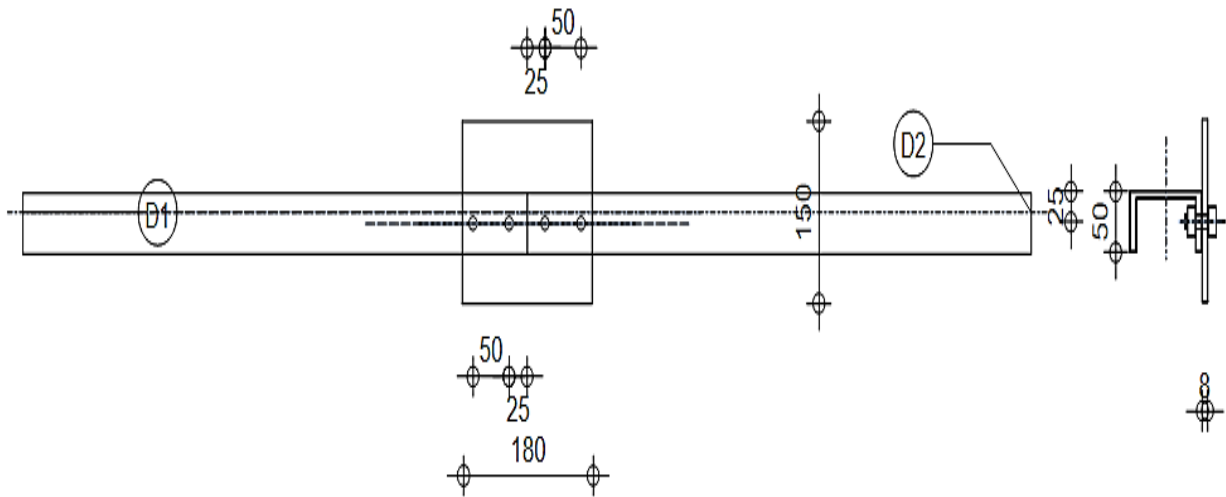


Fig.VIII.5: Disposition des boulons lisses-potelet

VIII.4.3. Détermination des boulons :

Il faut vérifier la résistance de boulon en cisaillement + traction :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} \times \frac{F_{t.sd}}{1.4F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$F_{v.sd} = F = 99.06daN$$

$$F_{t.sd} = 396.24daN$$

En choisissant des boulons de classe 5.6 ; $f_{ub} = 50daN/mm^2$

$$\text{Alors : } A_s \geq \frac{F_{v.sd}}{0.6 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times 0.9 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} \Rightarrow A_s \geq 11.01mm^2$$

$$A_s \geq 11.01mm^2 \text{ pour 2 boulons } \Rightarrow A_s \geq 5.505mm^2 \text{ pour 1 boulon;}$$

On prend un boulon M8 Tel que $A_s = 36.6mm^2$

Donc $d_0 = 9mm$

Vérifier que:

$$\begin{cases} e_1 = 25 \geq 1.2d_0 = 10.8mm \\ p_1 = 50 \geq 2.2d_0 = 19.8mm \dots\dots\dots C.V \\ e_2 = 25 \geq 1.5d_0 = 13.5mm \end{cases}$$

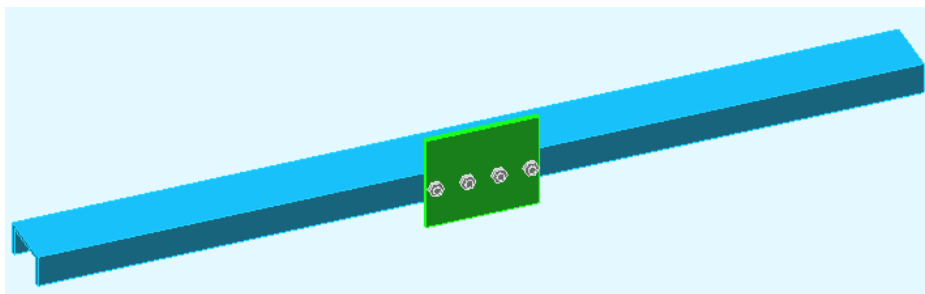


Fig.VIII.6: Assemblage lisses-potelet

VIII.5. Assemblage poteau-sablière :

VIII.5.1. Détermination des sollicitations :

Poids propre (HEAA100) : $G=12.2\text{kg/m}$

$$q_u = 1.35G = 16.47\text{daN}$$

$$\text{On suppose : } \begin{cases} e_1 = 15\text{mm} \\ p_1 = 26\text{mm} \\ e_2 = 50\text{mm} \end{cases}$$

$$d_1 = e_1 + p_1 = 41\text{mm} ; d_2 = e_2 = 15\text{mm}$$

$$M = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{16.47 \times 4.3^2}{12} = 25.38\text{daN.m}$$

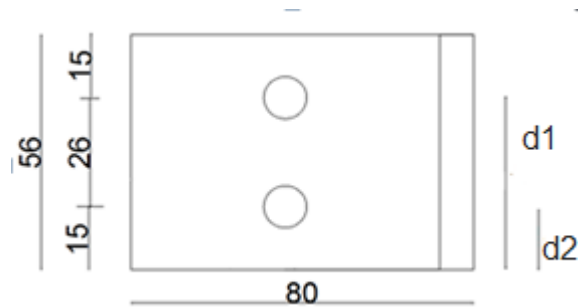


Fig.VIII.7: la cornière d'attache

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2}$$

$$M = \sum N_i \cdot d_i \Rightarrow N_1 = \frac{M \cdot d_1}{d_1^2 + d_2^2} = \frac{25.38 \times 10^3 \times 41}{41^2 + 15^2} = 545.95\text{daN}$$

$$F_{v.sd} = V = \frac{q_u / 2}{n} = 2.06\text{daN}$$

$n = 4$: nombre des boulons.

VIII.5.2. Dimensionnement de la cornière d'attache :

$$\sigma_f = \frac{M \cdot v}{I} = \frac{M \times 6}{d^2 \times e} \leq f_y = 355\text{MPa} \Rightarrow e \geq \frac{6 \cdot M}{f_y \cdot d^2} = 1.38\text{mm}$$

$$d_{HEAA100} = 56\text{mm}$$

On prend : L80×80×6

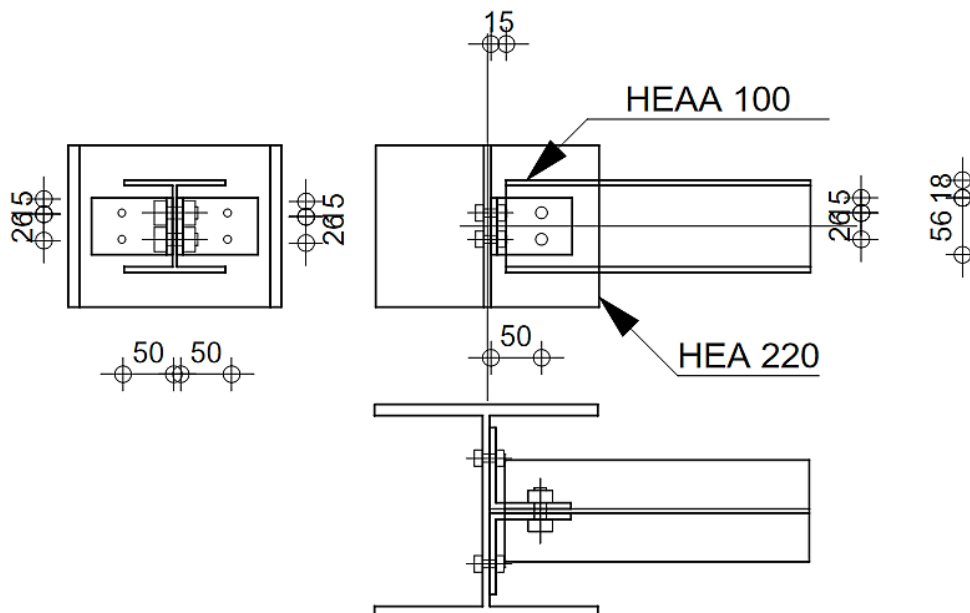


Fig.VIII.8: Disposition des boulons poteau-sablière

VIII.5.3. Détermination des boulons :

Il faut vérifier la résistance de boulon en cisaillement + traction :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0.9f_{ub} \cdot A_s / 1.25$$

$$F_{v,Rd} = 0.6f_{ub} \cdot A_s / 1.25$$

En choisissant des boulons de classe 5.6 ; $f_{ub} = 50 \text{ daN/mm}^2$

$$\text{Alors : } A_s \geq \frac{F_{v,sd}}{0.6 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times 0.9 \times f_{ub} \times \frac{1}{\gamma_{Mb}}} \Rightarrow A_s \geq 15.17 \text{ mm}^2$$

Alors : $A_s \geq 15.17 \text{ mm}^2$ pour 2 boulons $\Rightarrow A_s \geq 7.585 \text{ mm}^2$ pour 1 boulon;

On prend un boulon M8 Tel que $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} e_1 = 15 \geq 1.2d_0 = 10.8 \text{ mm} \\ p_1 = 26 \geq 2.2d_0 = 19.8 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V \\ e_2 = 50 \geq 1.5d_0 = 13.5 \text{ mm} \end{cases}$$

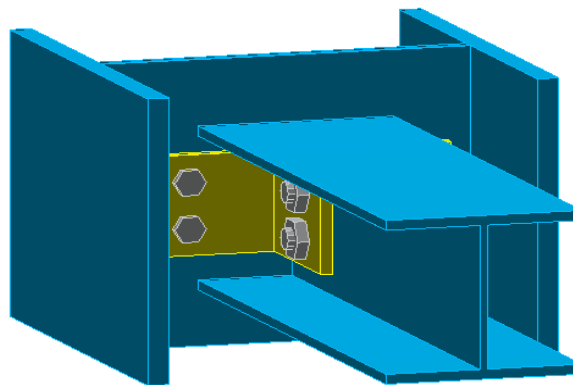


Fig.VIII.9: Assemblage poteau-sablière

VIII.6. Assemblage Traverse-poteaux :

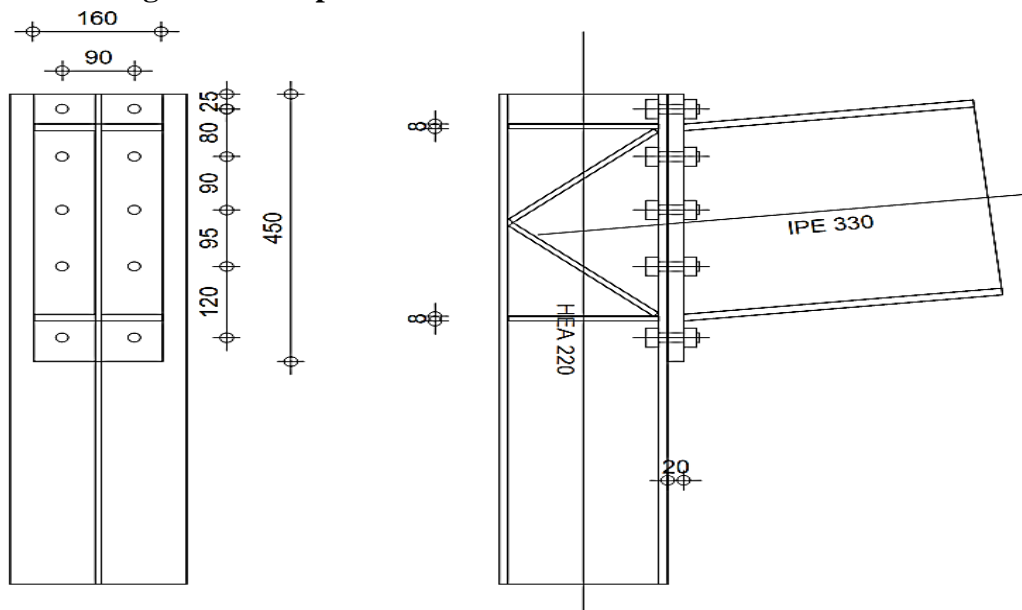


Fig.VIII.10: Disposition des boulons Traverse-poteaux

Il est constitué de 10 boulons HR de classe 10.9 ; Platine: 450×160×20mm et le coefficient de frottement vaut : $\mu = 0.3$

On suppose :
$$\begin{cases} e_1 = 25mm \\ p_1 = 80mm; p_2 = 90mm; p_3 = 95mm; p_4 = 120mm \\ e_2 = 35mm \end{cases}$$

Cas d'un moment négatif :

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q (résultats du logiciel ROBOT)

On a :

$$\begin{cases} M_{sd} = 17721 daN.m \\ V_{sd} = 5545 daN \end{cases}$$

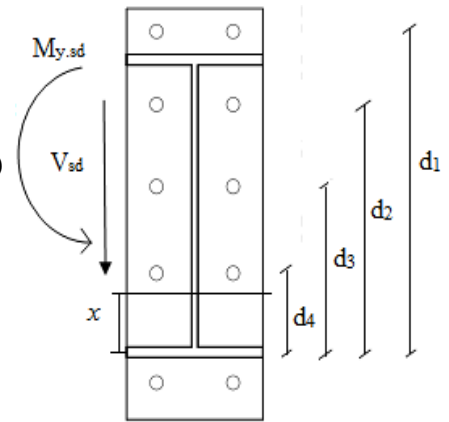


Fig.VIII.11: sens des efforts extérieurs (sens négatif)

VIII.6.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée:

Pour l'IPE O 330:

$$t_f = 13.5mm; t_w = 8.5mm; b = 162mm$$

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13.5 \sqrt{\frac{162}{8.5}} = 58.9mm$$

x : distance entre l'axe neutre et le centre de la semelle comprimée.

Supposant que :

$$\begin{cases} d_1 = 349.25mm \\ d_2 = 269.25mm \\ d_3 = 179.25mm \\ d_4 = 84.25mm \end{cases}$$

VIII.6.2. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les 4 rangées supérieures de boulon:

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{17721 \times 10^3 \times 349.25}{349.25^2 + 269.25^2 + 179.25^2 + 84.25^2} = 26483 daN$$

Détermination des boulons :

Il faut que : $N_1 \leq n \cdot F_p$; n: nombres des boulons par rangée = 2 ; $F_p = 0.7 f_{ub} \cdot A_s$

Alors: $A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{26483 \times 10}{0.7 \times 1000 \times 2} = 189.17 mm^2$

On prend des boulons M18 tel que $A_s = 192 mm^2$

VIII.6.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

L'effort tranchant par 1 boulon : $V_1 = \frac{V}{n} = \frac{5545}{10} = 554.5 daN$

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

$K_s = 1$ trou normal. ; $\mu = 0.3$

$m = 1$ un plan de frottement. ; $\gamma_{Ms} = 1.25$

$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 1000 \times 192 \times 10^{-1} = 13440 daN$

$V_1 = 554.5 daN \leq F_s = 3225.6 daN \dots\dots\dots C.V$

Cas d'un moment positif :

Sous la combinaison G+1.5W⁺ (résultats du logiciel ROBOT)

On a:

$$\begin{cases} M_{sd} = 16370 daN.m \\ V_{sd} = 5569 daN \end{cases}$$

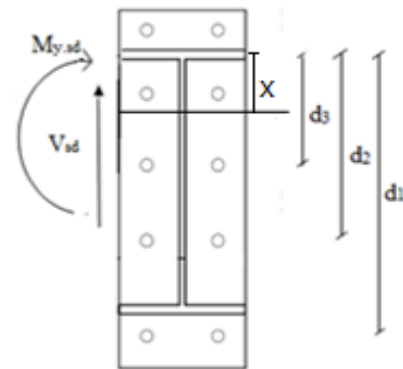


Fig. VIII.12: sens des efforts extérieurs (sens positif)

On suppose que : $\begin{cases} d_1 = 354.25 mm \\ d_2 = 234.25 mm \\ d_3 = 139.25 mm \end{cases}$

VIII.6.4. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les 3 rangées inférieures de boulon:

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{16370 \times 10^3 \times 354.25}{354.25^2 + 234.25^2 + 139.25^2} = 29030.7 daN$$

Détermination des boulons :

Il faut que : $N_1 \leq n \cdot F_p$; n: nombres des boulons par rangée ; $F_p = 0.7 f_{ub} \cdot A_s$

Alors: $A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{29030.7 \times 10}{0.7 \times 1000 \times 2} = 207.37 mm^2$

On prend boulon M20 Tel que $A_s = 245 mm^2$

VIII.6.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

L'effort tranchant par 1 boulon : $V_1 = \frac{V}{n} = \frac{5569}{10} = 556.9 daN$

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

Tel que : $K_s = 1$; $\mu = 0.3$

$m = 1$; $\gamma_{Ms} = 1.25$

$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-1} = 17150 daN$

$V_1 = 556.9 daN \leq F_s = 4116 daN \dots\dots\dots C.V$

VIII.6.6. Vérification résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$h = 270mm$: hauteur de poteau

$t_f = 13mm$: épaisseur de semelle de poteau

$$F_v = \frac{16370 \times 10^3}{270 - 13} = 63696,49 daN$$

$$F_{t.Rd} = f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff} / \gamma_{M0}$$

$b_{eff} = 80mm$: Entre axes des boulons

$t_{wc} = 8mm$: épaisseur âme poteau

$$F_{t.Rd} = 355 \times 10^{-1} \times 8 \times 80 / 1.25 = 18176 daN$$

$$F_v = 63696,49 daN \geq F_{t.Rd} = 18176 daN \dots\dots\dots C.N.V$$

D'où l'âme nécessite un raidissage (raidisseurs d'épaisseur 8 mm 'Vérifiée par logiciel ROBOT')

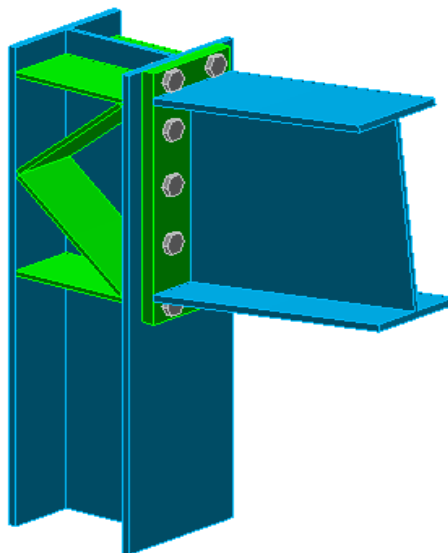


Fig.VIII.13: Assemblage Traverse-poteaux

VIII.7. Assemblage Traverse-Traverse :

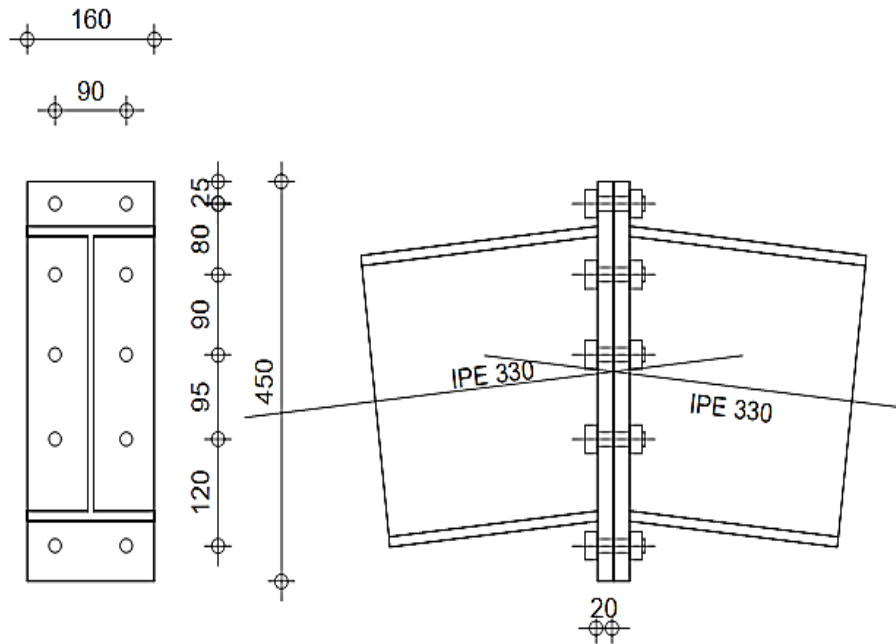


Fig.VIII.14: Disposition des boulons Traverse-Traverse

Il est constitué de 10 boulons HR 10.9 ; Platine: 450×160×20mm et le coefficient de frottement qui vaut $\mu = 0.3$

$$\begin{cases} e_1 = 25mm \\ p_1 = 80mm; p_2 = 90mm; p_3 = 95mm; p_4 = 120mm \\ e_2 = 35mm \end{cases}$$

Cas d'un moment négatif :

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q (résultats du logiciel ROBOT)

On a:

$$\begin{cases} M_{sd} = 13671 daN.m \\ V_{sd} = 81 daN \end{cases}$$

VIII.7.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée:

On a : $x = 58.9mm$

On suppose que :

$$\begin{cases} d_1 = 354.25mm \\ d_2 = 234.25mm \\ d_3 = 139.25mm \end{cases}$$

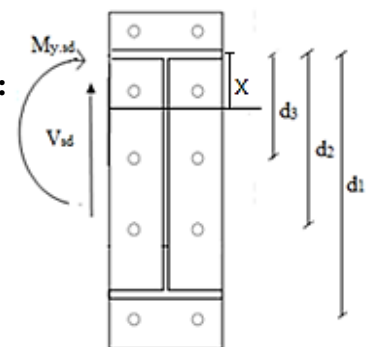


Fig.VIII.15: sens des efforts extérieurs (sens négatif)

VIII.7.2. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les 3 rangées inférieures de boulon:

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{13671 \times 10^3 \times 354.25}{354.25^2 + 234.25^2 + 139.25^2} = 24244.27 daN$$

Il faut que : $N_1 \leq n \cdot F_p$; $F_p = 0.7 f_{ub} \cdot A_s$

Alors: $A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{24244.27 \times 10}{0.7 \times 1000 \times 2} = 173.18 mm^2$

On prend des boulons M18 tel que $A_s = 192 mm^2$

VIII.7.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

L'effort tranchant par 1 boulon : $V_1 = \frac{V}{n} = \frac{81}{10} = 8.1 daN$

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

$K_s = 1$; $\mu = 0.3$

$m = 1$; $\gamma_{Ms} = 1.25$

$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 1000 \times 192 \times 10^{-1} = 13440 daN$

$V_1 = 8.1 daN \leq F_s = 3225.6 daN \dots\dots\dots C.V$

Cas d'un moment positif :

Sous la combinaison G+1.5W⁺ (résultats de logiciel ROBOT)

On a:

$$\begin{cases} M_{sd} = 10586 daN \cdot m \\ V_{sd} = 77 daN \end{cases}$$

Tel que:

$$\begin{cases} d_1 = 349.25 mm \\ d_2 = 269.25 mm \\ d_3 = 179.25 mm \\ d_4 = 84.25 mm \end{cases}$$

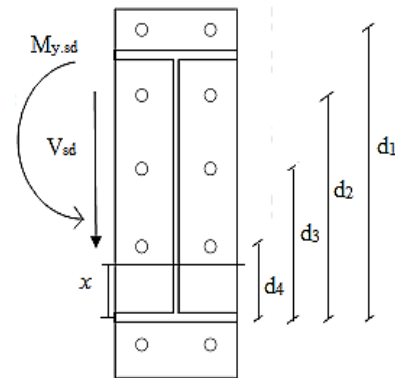


Fig.VIII.16: sens des efforts extérieurs (sens positif)

VIII.7.4. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les 4 rangées supérieures de boulon:

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{10586 \times 10^3 \times 349.25}{349.25^2 + 269.25^2 + 179.25^2 + 84.25^2} = 13180.09 daN$$

Il faut que : $N_1 \leq n \cdot F_p$; n: nombres des boulons par rangée ; $F_p = 0.7 f_{ub} \cdot A_s$

$$\text{Alors: } A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{13180.09 \times 10}{0.7 \times 1000 \times 2} = 94.15 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons M16 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

VIII.7.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

$$\text{L'effort tranchant par 1 boulon : } V_1 = \frac{V}{n} = \frac{77}{10} = 7.7 \text{ daN}$$

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$

$$K_s = 1 ; \mu = 0.3$$

$$m = 1 ; \gamma_{Ms} = 1.25$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-1} = 10990 \text{ daN}$$

$$V_1 = 7.7 \text{ daN} \leq F_s = 2637.59 \text{ daN} \dots\dots\dots C.V$$

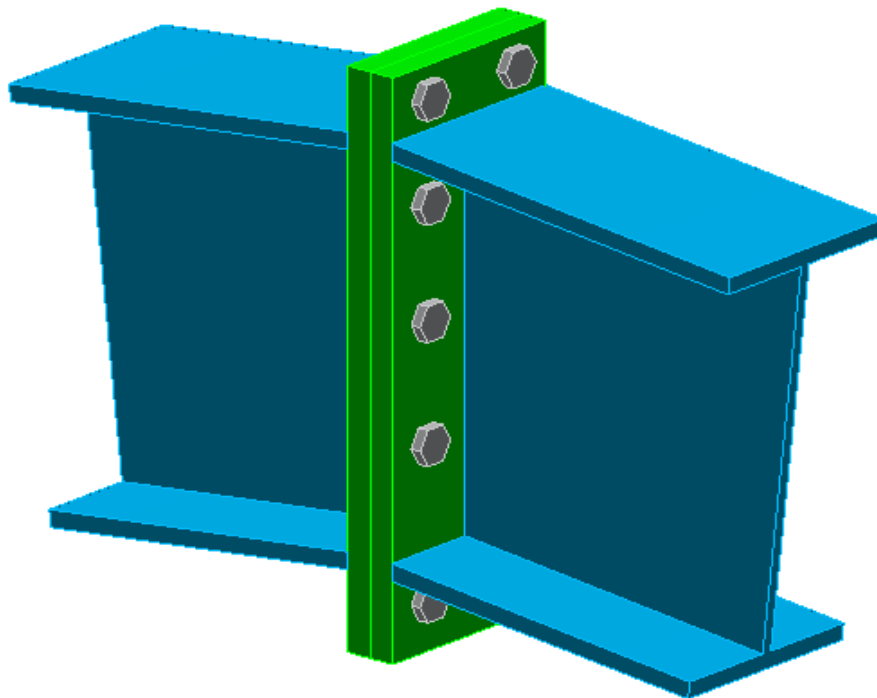


Fig.VIII.17: Assemblage Traverse-Traverse

VIII.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a étudié successivement les assemblages:

- ✚ Par boulons ordinaires dans les éléments secondaires :
 - ✓ Diagonale de contreventement-Poteau : 3 boulons M10 de classe 5.6
 - ✓ Panne- traverse : 1 boulons M8 de classe 5.6
 - ✓ Lisses-potelet : 2 boulons M8 de classe 5.6
 - ✓ Poteau-sablière : 4 boulons M8 de classe 5.6
- ✚ Par boulons à haute résistance entre les éléments principaux :
 - ✓ Traverse-poteaux : 10 boulons HR M20 de classe 10.9
 - ✓ Traverse- Traverse : 10 boulons HR M18 de classe 10.9

Chapitre : IX

Étude des fondations

Chapitre IX. Étude des fondations :

IX.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol

Les fondations doivent être stables. Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations de tout ouvrage à la nature du sol d'assise.

On distingue plusieurs types de fondations : fondations profondes (pieux ; puits) et fondation superficielles (semelle isolée ; semelle filante ; radier).

IX.2. Etude du sol

Dans l'étude d'un projet le choix et le calcul de fondation, ne peuvent pas se faire sans la connaissance détaillée du sol.

la contrainte admissible peut être évaluée sur la base des essais au pénétromètre dynamique par application de la formule empirique

IX.3. Le choix du type de fondation:

Pour le choix de type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- ✓ Le poids de la structure ;
- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ L'économie dans la réalisation ;
- ✓ La facilité et la rapidité d'exécution ;
- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage ;
- ✓ Nature de la structure : (voile ; auto stable ; mixte...)

L'étude de fondation se fait sous les combinaisons suivantes :

Le pré dimensionnement de la fondation s'effectue par : $G + Q$

La vérification des semelles se fera sous la combinaison $G + Q \pm E$

La vérification de la stabilité se fera sous la combinaison : $0,8G \pm E$

Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison : $1,35G + 1,5Q$.

Pour le choix du type de fondation on a la condition suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{tot}(ser)}{\bar{\sigma}_s} < \frac{S_{ouvrage}}{2} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{N_{tot}(ser)}{\bar{\sigma}_s} \geq \frac{S_{ouvrage}}{2} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) : Semelles filantes et isolées.

(2) : Radier générale.

$N_{tot}(ser)$: Effort normal ultime totale à ELS.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de sol.

Dans notre sol, (un site meuble donc: $\bar{\sigma}_s = 0.25 \text{ MPA}$).

D'après les résultats de logiciel ROBOT on a le poids total de la structure est :

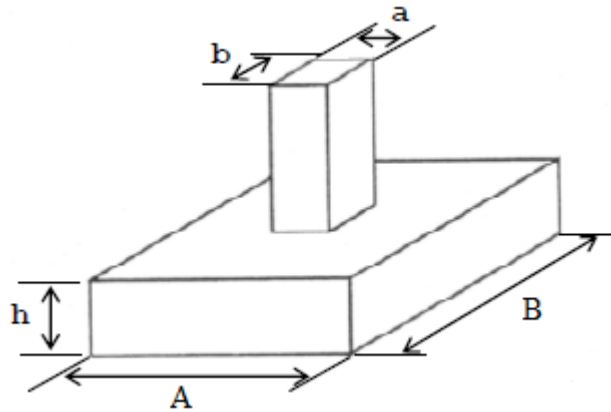
$$N_{tot}(ser) = 87217.27 \text{ daN}$$

Et la surface totale de l'ouvrage est : $S_{ouvrage} = 21.4 \times 30.35 = 649.49 \text{ m}^2$

Le règlement RPA exige un coefficient de sécurité prise égale à 2

$$\frac{N_{tot}(ser)}{\frac{\bar{\sigma}_s}{2}} = \frac{87217.27}{\frac{0.25}{2}} \times 10^{-5} = 6.98 \text{ m}^2 < \frac{S_{ouvrage}}{2} = 324.745 \text{ m}^2$$

Donc la semelle est isolée.



FigIX.1: Semelle isolée

IX.4. Pré dimensionnement à ELS :

On a: a = 55 cm et b = 55 cm (voir FigIX.2)

➤ **Condition d'homogénéité :**

A/B=a/b=1 A = B (semelles carrées)

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_Y [kN.m]	Moment M_Z [kN.m]
1.35G + 1.5Q	90.75	-117.80	0.54
G + Q	64.09	-82.26	0.38
G + Q + E_y	79.88	-88.08	0.43
0.8G + E_y	33.63	-26.58	0.14

Tab.IX.1: Réactions à la base de la structure

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B = \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}} \times \frac{a}{b}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}} \times \frac{a}{b} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{64.79 \times 10^3}{0.25}} \times \frac{0.55}{0.55}$$

Donc: $B \geq 0.51 \text{ m}$

Donc on choisit une semelle de (1.5 m×1.5 m) pour que l'assemblage de pied de poteau soit vérifié par logiciel ROBOT.

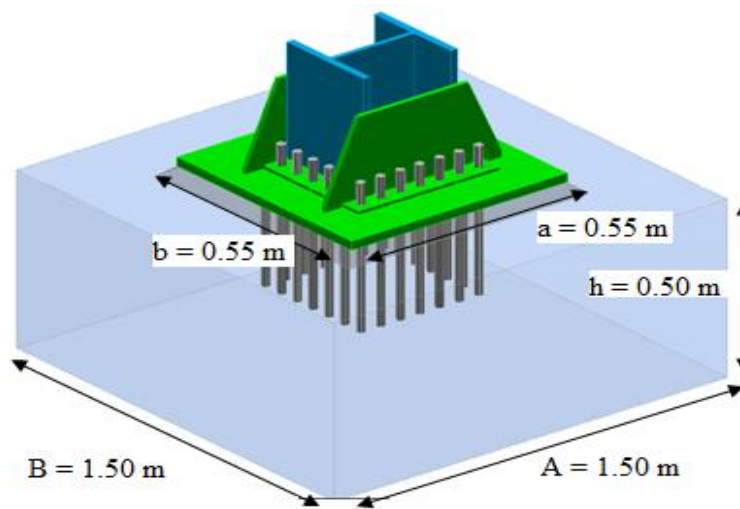
➤ **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1 - 0.55 \geq d \geq \frac{1 - 0.55}{4} \Rightarrow 0.45 \text{ m} \geq d \geq 0.12 \text{ m}$$

On adopte : $d = 45 \text{ cm}$

D'ou : $h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm}$



FigIX.2 : Les dimensions adoptées par la méthode de bielle

IX.5. Dimensionnement de semelle :

combinaison	M(KN.m)	N(KN)	N _{tot}	e(m)	A(m)	B(m)	ht(m)
1.35G+1,5Q	117.80	90.75	118.875	0.99	-	-	-
G+Q	82.26	64.09	92.215	0.89	1.5	1.5	0.5
G+Q+E _y	88.08	79.88	108.005	0.82	1.5	1.5	0.5
0,8G+E _y	26.58	33.63	61.755	0.43	1.5	1.5	0.5

Tel que : $N_{tot} = N + A \cdot B \cdot h \cdot \gamma_b$

IX.6. Vérification des contraintes :

combinaison	σ_M (MPa)	σ_m (MPa)	$1.33\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)
1.35G+1,5Q	0.263	0.157	0.3325
G+Q	0.187	0.206	0.3325
G+Q+E _y	0.206	0.110	0.3325
0,8G+E _y	0.075	0.02	0.3325

Donc la condition $\sigma_{M.m} = (N_{tot}/A \cdot B) \cdot (1 \pm 6 \cdot e/A) \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol}$ est vérifiée.

IX.7. Vérification la condition de résistance:

combinaison	σ_M (MPa)	σ_m (MPa)	σ_{moy} (MPa)	$1.33\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)
1.35G+1,5Q	0.254	0.147	0.2365	0.3325

Donc la condition $\sigma_{moy} = (3\sigma_M + \sigma_m) / 4 \leq \bar{\sigma}_{sol}$ est vérifiée.

IX.8. Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE :

- 1) $e = M/N \leq A/6$C.N.V
- 2) $e = M/N \leq a/6$C.N.V
- 3) semelle rigide $ht \geq (A-a)/4+5\text{cm}$C.V

Donc la méthode de bielle n'est pas applicable.

IX.9. Calcul le ferrailage des semelles :

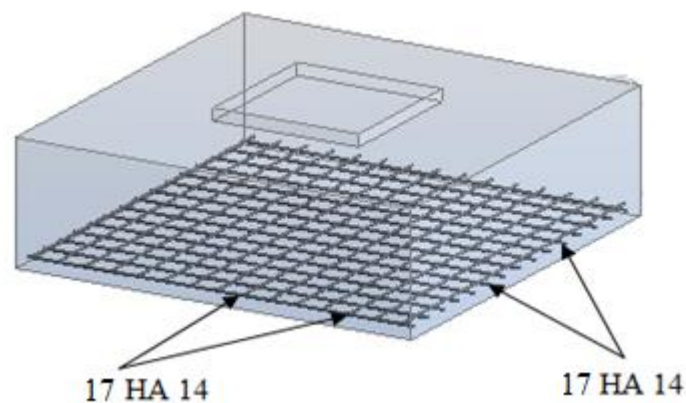
✓ À **E.L.U.R**:

$$Ax_u = Ay_u = \frac{[N_u \cdot \left(1 + \left(\frac{3e}{B}\right)\right) \cdot (A - a)]}{[8 \cdot \sigma_s \cdot (ht - d)]} = 25.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : **17 HA14**

✓ À **E.L.S**:

$$Ax_s = Ay_s = \frac{[N_s \cdot \left(1 + \left(\frac{3e}{B}\right)\right) \cdot (A - a)]}{[8 \cdot \sigma_s \cdot (ht - d)]} = 18.42 \text{ cm}^2 < Ax_u$$



FigIX.3: Le ferrailage de semelle

Chapitre : X

Sécurité Incendie

Chapitre X. Sécurité Incendie :

X.1. Généralités :

La sécurité incendie concerne les mesures prises pour prévenir autant que possible le déclenchement d'un incendie et pour limiter les risques et les conséquences de l'incendie.

La sécurité incendie des constructions est un sujet que de nombreux ingénieurs ne comptent pas dans leur domaine d'activité. Et c'est étonnant parce que l'incendie est une des actions auxquelles une construction doit résister comme c'est le cas, par exemple, du poids propre, des charges variables et du vent. En prenant en compte l'incendie dès le début du projet au niveau fonctionnel et constructif, il est possible de trouver des solutions qui assurent à la construction une sécurité incendie suffisante à un coût minimum.

En cas d'incendie, il arrive que les structures métalliques ne remplissent plus leurs fonctions statiques, de sorte que la stabilité de l'ensemble du bâtiment se trouve compromise. En outre, sous l'effet des températures élevées, l'ossature métallique subit une forte dilatation linéaire qui, en cas d'incendie, peut exercer des contraintes intolérables sur les murs et les dalles. C'est pourquoi les structures en acier doivent être munies d'un revêtement anti-feu qui empêche la température de monter au-delà de la température critique.

X.2. Déclenchement d'un feu :

L'incendie est un phénomène où il est essentiellement question d'une réaction chimique rapide (oxydation) entre un matériau combustible (par exemple du papier ou de l'essence) et de l'oxygène. Pour qu'un incendie puisse démarrer, il faut qu'il y ait en un point une température suffisamment élevée comme, par exemple, celle d'un mégot de cigarette, celle d'un court-circuit dans un appareil électrique ou celle d'un incendie volontaire. La plus grande menace d'un incendie pour les êtres humains, ce ne sont pas tant les flammes elles-mêmes que la fumée et les gaz chauds. Celle-ci provoque 98 % des décès, par asphyxie, dans les premiers instants de l'incendie.

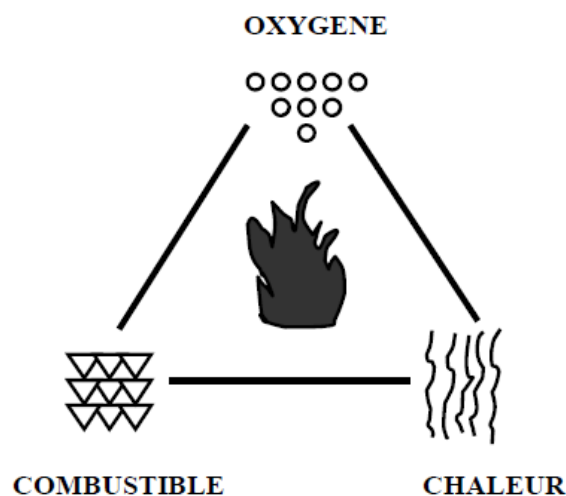


Fig.X.1 : Le triangle du feu [1].

X.3. Modes de propagation du feu :

Un incendie réel passe par quatre phases :

X.3.1. Première phase « Démarrage du feu » :

La rapidité de démarrage d'un incendie sera fonction du combustible en cause, de sa forme, de la ventilation du lieu et du type de source d'allumage.

Durant cette phase, la température est localisée au point d'ignition ; les premiers gaz et la fumée apparaissent.

X.3.2. Deuxième phase « Déclenchement de l'incendie » :

Au cours de la deuxième phase, où le foyer est vif mais encore localisé, le rayonnement ou le contact des flammes atteignent les matières proches, les gaz chauds se dégagent et emplissent le volume, annonçant la troisième phase.

X.3.3. Troisième phase « Embrassement généralisé » :

Les gaz chauds accumulés portent les combustibles présents à leur température d'inflammation et l'ensemble du volume s'embrase brutalement (flash-over).

L'incendie atteint son point maximal. La présence de gaz inflammables peut également provoquer des déflagrations plus ou moins violentes.

X.3.4. Quatrième phase « Retombée du feu » :

La violence du feu décroît avec la disparition progressive du combustible.

Selon le mode d'inflammation et la nature du combustible, le développement sera plus ou moins rapide.

La sévérité du feu et la durée de ces phases dépendent de plusieurs paramètres :

- quantité et répartition des matériaux combustibles (charge incendie) ;
- vitesse de combustion de ces matériaux ;
- conditions de ventilation (ouvertures) ;
- géométrie du compartiment ;
- propriétés thermiques des parois du compartiment.
- mesures actives de lutte contre l'incendie

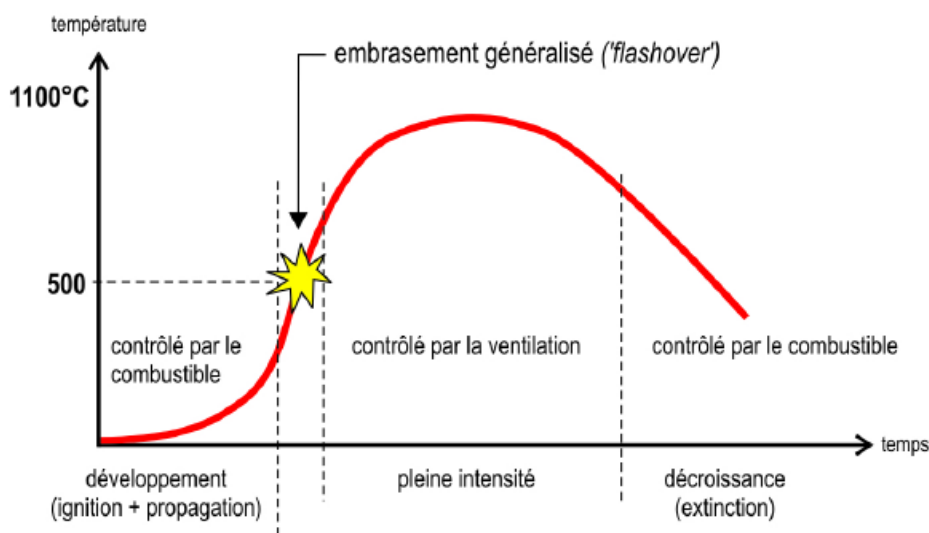


Fig.X.2 : Phases de développement d'un incendie réel

X.4. Types et modélisation d'incendies :

X.4.1. Incendie conventionnel (ou normalisé) :

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps, mais à un taux décroissant.

La courbe ISO 834 (reconnue internationalement), dite d'incendie conventionnel est une courbe logarithmique utilisée pour les essais en laboratoire. La valeur de durée de résistance au feu n'indique donc pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment, mais elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie auquel la composante peut résister.

La courbe ISO 834 matérialise le rapport temps/température comme suit [2] :

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1)$$

θ_g Température des gaz dans le compartiment en feu (en °C) ou température des gaz à proximité de l'élément.

X.4.2. Incendie extérieur :

La courbe de feu extérieur est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à

$20 + 660^\circ\text{C}$, c'est-à-dire à une température nettement inférieure à la courbe standard. Elle s'applique à la face externe des murs extérieurs à fonction séparative, susceptibles d'être exposés au feu à partir de différentes parties de la façade, c'est-à-dire directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du mur concerné [3].

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\theta_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t})$$

X.4.3. Incendie hydrocarbure :

Pour les cas où un stockage d'hydrocarbures rend les incendies extrêmement sévères, une courbe "Incendie hydrocarbure" est également donnée. La courbe hydrocarbure augmente plus rapidement que la courbe standard. De plus, elle est plafonnée à $20 + 1080^\circ\text{C}$. Cette courbe est utilisée pour les feux de liquides de type hydrocarbures [3].

$$\theta_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t})$$

X.4.4. Incendie paramétrique :

Un feu paramétrique est sensé reproduire les conditions plus réelles d'un incendie. L'allure de la courbe température/temps est ainsi déterminée à partir de modèles de feu et de paramètres physiques spécifiques définissant les conditions à l'intérieur d'un compartiment. Cela permet une modélisation assez simple des températures d'incendie dans les phases d'échauffement et de refroidissement de l'incendie post-embrasement généralisé (la phase de naissance initiale n'est pas concernée), et de la durée à l'issue de laquelle la température maximum est atteinte [3].

Ces quatre courbes d'incendies "nominaux" sont illustrées à la Fig.IX.3.

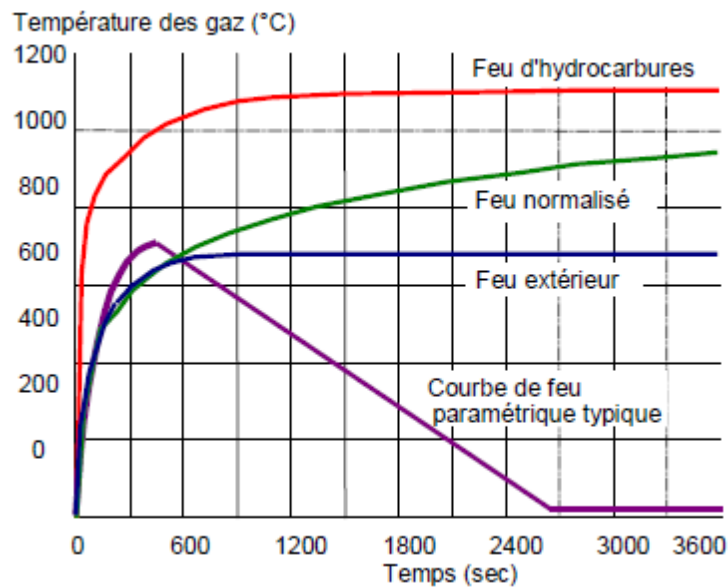


Fig.X.3 : Courbes d'incendies nominaux [2].

X.5. Prévention et protection :

Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de n'utiliser que des produits incombustibles dans les bâtiments. Aussi, le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du bâtiment sont essentiels pour limiter et maîtriser le risque incendie [3].

X.5.1. Protection active :

Les protections initiales sont dites «actives» lorsqu'elles mettent en œuvre des dispositifs dynamiques (détection, alarmes, désenfumage, sprinkleurs) ou font intervenir l'action humaine pour éteindre le début d'incendie (robinet d'incendie armé ou RIA). Elles ont pour objectif premier de permettre l'évacuation des personnes dans les meilleurs délais et de faciliter l'intervention rapide des secours.

Le feu doit être détecté au plus tôt pour être combattu efficacement. L'ensemble des protections actives doit être efficace dans les deux premières phases de développement du sinistre.

Quelques dispositifs de protection active [3]:

- les détecteurs, réagissant à la fumée, à la chaleur, ou aux flammes, déclenchent une alarme sonore et la mise en œuvre de certains équipements ;
- les consignes de sécurité et le balisage favorisent l'évacuation des occupants ;
- le système de désenfumage évacue les fumées toxiques, facilitant l'évacuation des occupants sans dommages et l'intervention des secours ;
- les moyens de lutte, extincteurs ou RIA, permettent l'attaque immédiate du feu ;
- les sprinkleurs, réseau d'extinction automatique, attaquent sans délai le feu naissant.

X.5.2. Protection passive :

La protection passive regroupe les moyens mis en œuvre pour limiter les effets destructeurs du feu : matériaux ou dispositifs coupe-feu et pare-flammes, emploi de matériaux avec différentes réactions ou résistances au feu.

La stabilité au feu d'un bâtiment, spécifiée dans la réglementation, ne représente pas la valeur réelle de tenue au feu de l'ouvrage, mais un temps de référence sous feu conventionnel. Elle s'exprime en heures et en fractions d'heures [3]:.

X.6. Comportement mécanique au feu :

Lors d'un incendie, le comportement mécanique de la structure peut être considéré comme le dernier des différents événements successifs. Il constitue également un des plus importants impacts que puisse causer le feu aux structures de bâtiments.

Il faut noter que le comportement mécanique d'une structure en situation d'incendie est directement lié à la manière dont elle se comporte une fois soumise au feu. En général, la réaction de la structure au feu peut être résumée comme suit :

- montée en température induite par le transfert de chaleur provenant du feu, appelée également réponse thermique de la structure ;
- une fois la structure échauffée, elle se déforme en fonction d'un coefficient de dilatation thermique généralement positif ;
- en même temps, une montée importante en température conduira à l'adoucissement des matériaux et, par conséquent, à la perte à la fois de raideur et de résistance de la structure, créant ainsi une déformation additionnelle ;
- Lorsque la perte de raideur et de résistance devient telle que la structure n'est plus capable de supporter les charges appliquées, un effondrement d'une partie ou de l'ensemble de cette structure devient ainsi inévitable

Il n'est pas difficile de comprendre, de manière générale, le comportement d'une structure soumise au feu. Mais il est extrêmement important pour un ingénieur d'être en mesure de prédire de façon précise le comportement de la structure afin de connaître exactement son niveau de sécurité structurel. Dans l'ingénierie de la sécurité incendie actuelle, il existe deux approches majeures d'évaluation pour le comportement mécanique de la structure ou des éléments de la structure exposés au feu

- Les essais au feu sont et demeurent encore un moyen valable et parfois même incontournable pour obtenir la réponse mécanique des structures ou des éléments de structure. Quel que soit leur coût, ils restent toujours un moyen efficace pour étudier le comportement mécanique des structures exposées au feu.
- En parallèle, il est de plus en plus courant pour les ingénieurs de faire appel aux règles de calcul pour évaluer la performance mécanique des structures ou des éléments de structure soumis à l'incendie [4].

X.7. Caractéristiques de l'acier aux températures élevées :

La plupart des matériaux de construction souffrent d'une perte progressive de résistance et de rigidité lorsque leur température augmente. L' Eurocode 3 montre cette évolution pour l'acier à l'aide de courbes contrainte-déformation à des températures aussi basses que 300°C. Bien que la fusion ne se produise qu'aux environs de 1500°C, seul 23% de la résistance à température normale est encore présente à 700°C. A 800°C, ce rapport se réduit à 11% et à 900°C à 6%. Ces courbes sont basées sur de nombreuses séries d'essais [2].

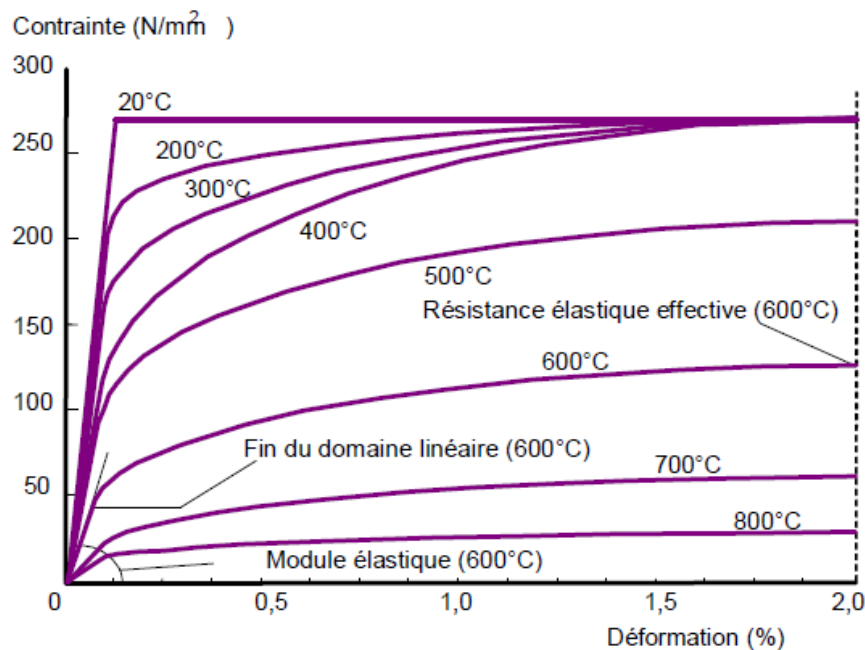


Fig.X.4 : Diminution des propriétés contrainte-déformation avec la température pour de l'acier S275 [2].

Les caractéristiques physiques des aciers sont également modifiées en fonction de la température. Parmi celles à considérer dans le calcul de la stabilité de structures, il peut être précisé que la valeur du coefficient de dilatation thermique des aciers courants de construction augmente avec la température. Ainsi, des dilatations importantes se produisent dans tout élément en acier lorsque la température s'élève. Ce phénomène devra être pris en compte. En effet, si un élément structural est assujéti contre tout déplacement axial, la dilatation due à la chaleur se traduira en contraintes thermiques qui viendront accroître le niveau de contraintes global à l'intérieur de l'élément, causant ainsi un effondrement plus rapide. Sans assujettissement axial, un élément d'acier se dilate et peut imposer des charges excentrées aux éléments structuraux contigus en déplaçant l'une de leurs extrémités (par exemple, une poutre déplaçant un mur de maçonnerie porteur). Les règles de l'art de la protection incendie consistent soit à empêcher la dilatation thermique en limitant la température de l'acier, soit à tenir compte de ses effets sur la structure lors de la conception [3].

Comme susmentionné, les propriétés physiques des aciers dépendent de la température.

Toutefois, l' Eurocode 3 (partie 1-2) traitant du calcul du comportement au feu des structures en acier, permet de considérer les caractéristiques de l'acier suivantes comme étant indépendantes de la température :

- Chaleur spécifique (grandeur caractéristique de la vitesse d'élévation de la température en fonction des échanges thermiques de la structure avec l'atmosphère) : $C_a = 600$ J/kg/K,
- Conductivité thermique (grandeur caractéristique des gradients thermiques à l'intérieur d'une section) : $\lambda_a = 45$ W/m/K.

X.8. Mesures de protection :

La résistance au feu des structures peut être accrue en augmentant les dimensions des éléments structuraux (surdimensionnement de la structure), en entourant l'élément d'un isolant à faible inertie thermique ou en protégeant tout l'ensemble ou toute la structure d'une membrane isolante.

Le type de protection convenant le mieux à un ensemble donné dépend principalement du type de matériaux utilisés dans sa construction puisque chaque matériau se comporte différemment lorsqu'il est exposé à des températures élevées [3].

L'acier, a l'avantage d'être incombustible. Cependant, cette seule caractéristique n'a que peu de signification lorsqu'il s'agit d'empêcher l'effondrement.

Pour améliorer le comportement au feu de structure en acier, la mise en place d'isolants de surface est envisageable. Couramment, des isolants du type fibres minérales, mortiers à base de vermiculite, enduits au plâtre sont projetés sur les éléments de structure à protéger. D'autres isolants se présentent sous forme d'éléments préfabriqués, assemblés en caisson autour des éléments à protéger : il s'agit principalement de plaques ou de coquilles à base de plâtre, de vermiculite, de laine de verre, ... La mise en place de ces protections doit intégrer le risque de déplacement par la pression produite par un incendie.

La protection peut également être faite en utilisant des peintures (épaisseur de l'ordre du millimètre) ou des enduits intumescents (épaisseur de plusieurs millimètres). Ces enduits gonflent sous l'action de la chaleur (entre 180 et 300 °C) et forment une couche isolante autour de l'élément à protéger.

De plus, la protection au feu de poteaux en profils métalliques peut être réalisée en remplissant ou en enrobant ces derniers de béton, qu'il participe ou non à la résistance du poteau à température ordinaire. De même, le refroidissement par l'eau sous forme d'irrigation intérieure peut être envisagé, ce dispositif nécessitant une mise en charge du système permanent ou seulement au moment de l'incendie, avec circulation par gravité ou mécanique, et un entretien de l'installation.

X.9. Conclusion :

L'avènement de constructions métalliques avec des bâtiments plus élevés a engendré le besoin de s'assurer que ces structures ne s'effondreraient pas prématurément, voire même pas du tout, par suite d'un incendie. Un effondrement est considéré prématuré s'il survient avant que les objectifs de sécurité des personnes et de protection des propriétés n'aient été atteints. Pour ce qui est de la sécurité des personnes, le concepteur doit s'assurer que l'effondrement des principaux éléments structuraux ne surviendra pas avant que les occupants n'aient eu un temps raisonnable pour se rendre en lieu sûr.

La capacité d'un élément structural de résister à l'effondrement (sa résistance au feu) dépend principalement du comportement de ses composants à des températures élevées. Les matériaux organiques brûlent alors que les matériaux inorganiques perdent graduellement leur résistance ou s'allongent jusqu'à ce que l'élément ne parvienne plus à soutenir les charges imposées.

Pour cela, il faut au moins prévoir une mesure de protection passive afin de ralentir la propagation de la chaleur au sein des éléments structuraux eux-mêmes

Conclusion :

Notre projet a pour objet de mettre en évidence la richesse de notre connaissance dans le domaine de construction métallique

Ce projet de fin d'étude est pour faire le dimensionnement d'une salle de sport en charpente métallique on respectant sincèrement les aspects sécurité, technique et économique.

La bonne maîtrise de codes et des règlements de calcul comme l'Euro code 3, les DTR 'RNV, RPA...', ainsi les logiciels comme Robot millenium sont très important pour une meilleure précision et optimisation des éléments constructifs.

Enfin, nous espérons que ce projet aidera les futurs ingénieurs dans leur projet de fin d'études.

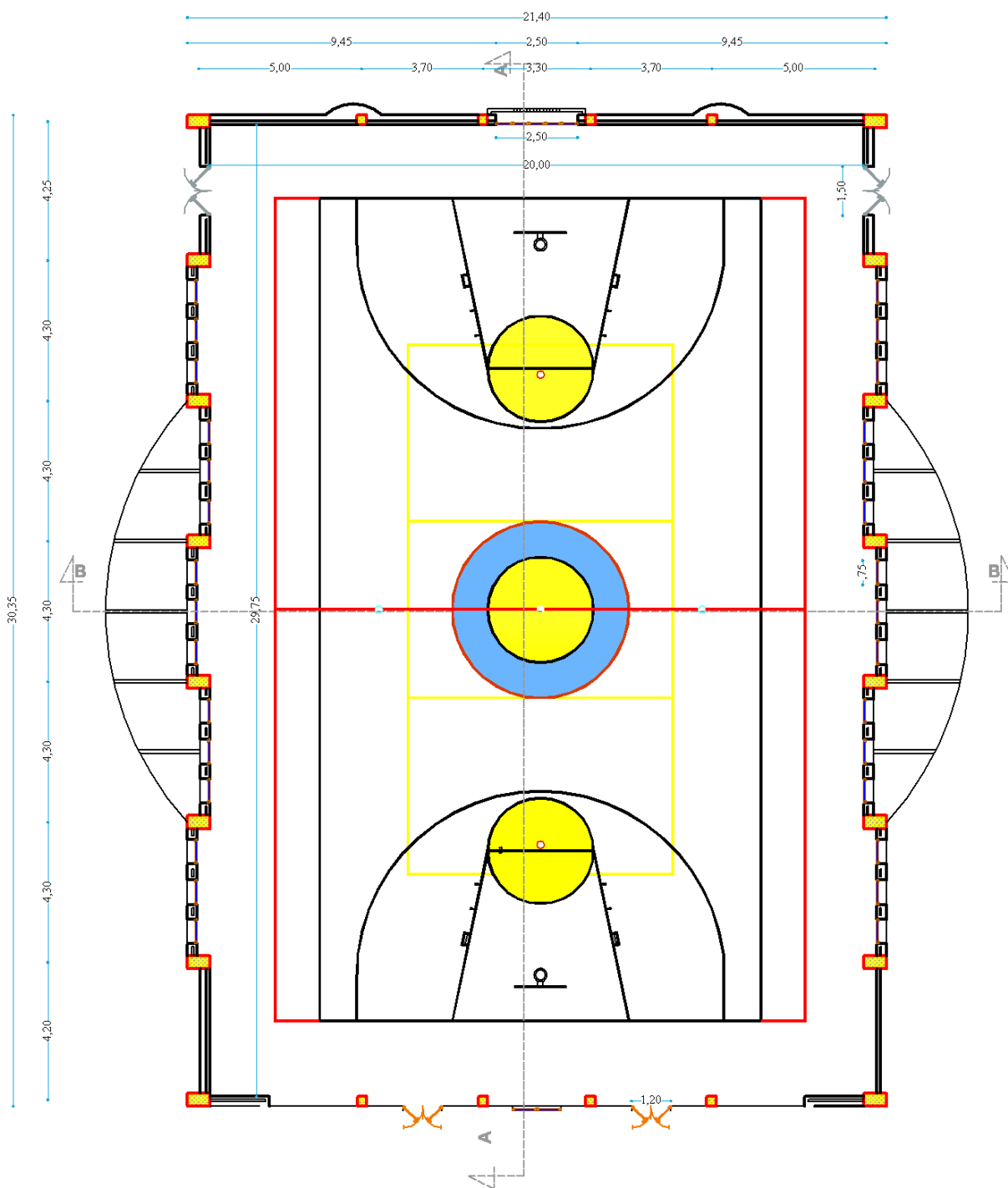


Fig .1 : Vue en plan (niv 0.00 à +3.06)

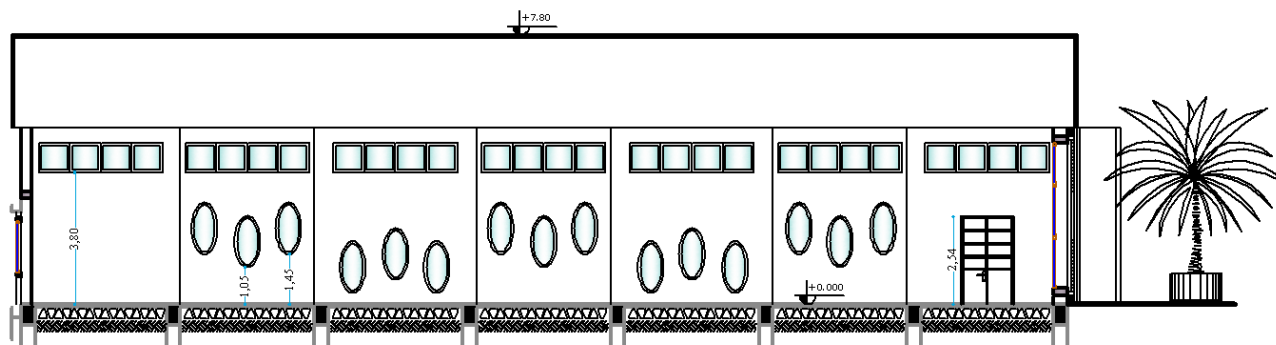


Fig . 2 : Coupe A-A

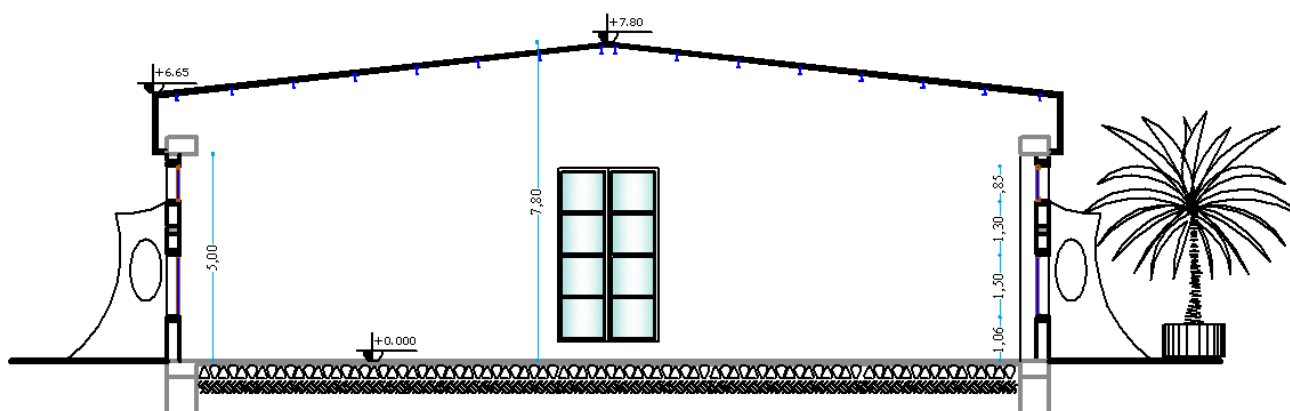


Fig . 3 : Coupe B-B

Bibliographie

Règlements :

1. Règles Neige et Vent « **RNV.1999** » 2^{ème} Edition, Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2005.
2. Règles Parasismiques Algériennes « **RPA 99 / Version 2003** », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
3. Règles générales et règles pour les bâtiments « **Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier** », Editions Eyrolles, Paris, 1996.
4. DTU Règles BAEL 91 révisées 99

Livres :

1. Jean Morel, « **Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3** », Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.
2. Claude HAZARD, Frédy LELONG, Bruno QUINZAIN, « **Memotech Structures Metalliques** », Edition CASTEILLA, Paris, 1997.
3. Volume 11 charpentes métalliques, « **Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments** » Manfred A. Hirt et Michel Cricinel.
4. Guide de calcul de béton armé BAEL 91.

Logiciels :

1. Robot Millenium 21... Analyse et vérification des structures
2. Auto CAD 2007.....dessin
3. RDM 6.....calcul les efforts internes

Références du Chapitre X : Sécurité incendie :

[1] Loïc Thomas, Guy Archambault. Sécurité incendie. Collection Mémentos acier (Edition 2005).

[2] Eurocode 4 (EC4). Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie-1.2, Règles générales-Calcul du comportement au feu.” DD ENV 1994-1-2.

[3] Frédéric Masson. Comportement de structures soumises à un incendie. INERIS (Institut National De L’environnement Industriel Et Des Risques) DRA - FMs/FMs - 2001 - P25430

[4] B. Zhao. Projet DIFISEK, Partie 3 : Comportement mécanique au feu. CTICM – Centre Technique de la Construction Métallique, France.