

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option :Construction métallique

THEME

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE
A USAGE DE STOCKAGE AVEC UN PONT ROULANT.**

Présenté par:

➤ Mr : AMRANE LYES

Jury :

➤ Mr : RAMDHANI L
➤ Mr : HAZZAM M

Encadré par :

➤ Mr : A.LARABAT.Z

Année universitaire 2015/2016

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, je rends louange à Dieu le tout puissant de me avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme je tiens à adresser mon vifs remerciements à :

A ma famille : Qui m a toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.

A M^{er} A.LARABAT.Z: mon promoteur, pour avoir accepté de me guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger mon travail.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A ma très chère sœur FATIHA

A mes très cher frères CHAABANE .HAMZA.MOHMED

A ma fiancer Nacera

A mes amis Amar. Walid . Salim .Lamine. Wassim. Mouloud

A mes cousins A.louhab .Hicham. Kikir

A toute la promo de CM 2016 .



Lyes

Liste des figure.

Figure I.1: Vue en 3D de l'hangar.....	3
Figure I.2. panneau sandwich	4
Figure I.3: Diagramme σ - ε de l'acier.....	7
Figure I.4: Lois de comportement des différents types d'acier.....	8
Figure I.5: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier.....	10
Figure II.1: présentation les directions de vent.....	15
Figure II.2: légende relative aux murs verticaux	19
Figure II.3: légende pour les parois verticales.....	20
Figure II.4: légende pour les toitures plates.....	21
Figure II.5: répartition des C_{pe} sur la toiture vent perpendiculaire au long pan	22
Figure II.6: légende pour les parois verticales.....	23
Figure II.7: valeurs des C_{pe} pour les parois verticale.....	24
Figure II.8: légende pour les toitures plates.....	24
Figure II.9: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures.....	25
Figure II.11:répartition les surfaces de frottement (vent perpendiculaire au log pan).....	30
Figure II.12: répartition les surfaces de frottement (vent perpendiculaire au pignon).....	31
Figure II.13: répartition des charges de vent.....	32
figure II.14: répartition des charges de vent.....	32
Figure II.15: Valeur de la charge caractéristique de la neige.....	33
Figure III.1: Panneau sandwich.....	34
Figure III.2: fiche technique des panneaux sandwiches de couvertures.....	35
Figure III.3. disposition de la penne sur la toiture.....	36
Figure III.4: Schéma statique de la poutre équivalente.....	38
Figure III.3: Disposition d'un échantignolle sur une panne.....	44
Figure III.4 Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.....	45
Figure III.5: Répartition des charges sur les lisses (sens long pan).....	48
Figure III.6: Répartition des charges sur les lisses (sens pignon).....	51
Figure III.7:Disposition des potelées.....	52
Figure IV.1. Schéma du pont roulant.....	56
Figure IV.2. présentation de pont roulant.....	57

Figure IV.3. La position du chariot au charge maximale.....	59
Figure IV.4. La position du chariot au charge minimale.....	61
Figure IV.5. Dispositions de charge induites par les forces horizontales longitudinales et.....	62
transversales produit par les accélérations et décélérations.....	62
Figure IV.6. Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	63
Figure IV.7. Charges horizontales transversales $H_{T,i}$	65
Figure V.8. système de guidage assure par les flasques de galets.....	67
Figure IV.9. Disposition des réactions des galets sur la PDR.....	69
Figure IV.10. Disposition des charges des galets sur la PDR.....	71
Figure IV.11. Disposition de la charge horizontale	73
Figure IV.12 : longueur chargée efficace.....	80
Figure IV.13 : torsion de la semelle supérieure.....	81
Figure V.1: Schéma de la poutre au vent.....	85
Figure V.2 : schéma statique de la poutre sablière.....	90
Figure V.3: Palé de stabilité.....	93
Figure VI.1: Charge de vent.....	95
Figure.2: charge de pont roulant.....	95
Figure VII.1- la poutre de pont au milieu.....	110
Figure VII.2- la poutre de pont a l'extrémité	110
Figure VII.3: Schéma du spectre de réponse suivant X.....	112
Figure VII.4: Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	112
Figure VII.5. Mode déformation (1 mode).....	113
Figure VII.6. Mode déformation (2 mode).....	114
Figure VII.7. Mode déformation (3 mode).....	114
Figure VII.8. Mode déformation (1 ^{er} mode).....	115
Figure VII.9. Mode déformation (2 ^{em} mode).....	115
Figure VII.10. Mode de déformation (1).....	117
Figure VII.11. Mode de déformation (2).....	117
Figure VII.12. Mode de déformation (3).....	118
Figure VIII.1: Le poteau le plus sollicité.....	120
Figure VIII.2: Le poteau le plus sollicité.....	121

Figure VIII.3: Le poteau le plus sollicité.....	121
Figure VIII.4 : Annexe Rapport de longueur de flambement L_{cr} / L pour un poteau Mode a nœuds fixe. E.2.1.....	123
Figure VIII.5: les traverses les plus sollicité.....	130
Figure VIII.6:La diagonale la plus sollicitée suivant pignon.....	136
Figure VIII.7: La diagonale la plus sollicitée suivant le long pan.....	137
Figure IX.1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.....	143
Figure IX .2: Représentation de l'assemblage traverse-traverse	149
Figure IX.3: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.....	153
Figure IX.4: Vue perspective de l'échantignole.....	159
Figure IX.5:Représentation de l'assemblage diagonale long pan.....	161
Figure IX.6: Assemblage des diagonales sur gousset long pan.....	162
Figure IX.7: Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	164
Figure IX.8: Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	165
Figure IX.9 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset long pan.....	167
Figure IX.10: Assemblage des diagonales sur gousset long pan.....	168
Figure IX.11 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	170
Figure IX.12: Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	171
Figure IX. 13: Tige d'encrage du pied du poteau.....	173
Figure IX. 14 : Dispositions constructives.....	174
Figure IX.15: Vue 3D du pied de poteau encastré.....	174
Figure IX.16:Vérification dans la section 1–1.....	177
Figure IX.17 : Vérification dans la section 2 – 2.....	179
Figure IX.18 : Vérification dans la section 3 – 3.....	180
Figure IX.19: pied de poteau articulé.....	180
Figure X.1: Dimension de la semelle.....	185
Figure X.2: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.	191
Figure X.3 : Schéma de ferrailage des longrines.	196
Figure X.4 : Section du fut à ferrailer.	196
Figure X.5 : Schéma de ferrailage des futs.....	198
Figure XI-1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure	201

FigureXI-2:Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec surpression intérieure 202

FigureXI-3 : Résultats des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure.....204

Liste des tableaux

Tableau II.1: les pressions dynamiques pointes	18
Tableau II.2: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale	19
Tableau II.3: les valeurs C_{pe} pour la toiture	21
Tableau II.4: C_{pe} pour les parois verticales.....	23
Tableau II.5: C_{pe} pour les toitures.	25
Tableau II.6: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.	26
Tableau II.7: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.	27
Tableau II.8: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.	27
Tableau II.9: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.	27
Tableau II.10: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.	28
Tableau II.11: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.	28
Tableau II.12: tableau de frottement vent perpendiculaire à long pan.	30
Tableau II.13: tableau de frottement vent perpendiculaire à pignon.	31
Tableau II.14: tableau de frottement vent perpendiculaire à pignon.....	32
Tableau III.1 : Caractéristiques de l IPE180.....	40
Tableau III.2 : Caractéristiques de l UPN140.....	45
Tableau .IV.1. charges et vitesses de pont roulant.....	58
Tableau .IV.2. Classification des actions.....	58
Tableau .IV.3. Coefficient dynamiques ϕ_i pour les charges verticales et horizontales.....	59
Tableau .V.4. Les valeurs de β_2 et $\phi_{2.min}$	60
Tableau IV.5. Tableau de définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$	66
Tableau IV.6. détermination de la distance h.	68
Tableau .V.7.Définition des valeurs $\lambda_{s,i,j}$	68
Tableau IV.8.Caractéristiques de profilé HEA320.....	70
Tableau IV.9.Caractéristiques de profilé rail A55.	70
Tableau IV.10 certains catégories de détails avec leurs description.....	79
Tableau V.1: Les valeurs de F_i	86
Tableau VI.1. Combinaison de calcul.....	96

Tableau VII.1 Pénalités de vérifications.....	109
Tableau VII.2 . Pourcentage de participation massique.	116
Tableau VII.3. Combinaisons de calcul.....	118
Tableau VII.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.	119
Tableau VII.5 : Déplacement max en situation durable	120
Tableau VII.6: Déplacement relatif des niveaux.....	120
Tableau VIII.1 : sollicitations sur le poteau HEA360.....	122
Tableau VIII.2: Caractéristiques du profile IPE360.	130
Tableau VIII.3 : sollicitations sur le poteau IPE360.....	131
Tableau VIII.4: les efforts dans les éléments de contreventement	136
Tableau VIII.5: Les efforts dans les éléments de contreventement.	137
Tableau VIII.6 :les efforts dans les éléments de contreventement.	138
Tableau VIII.7: les efforts dans les éléments de contreventement.	139
Tableau VIII.8 : les efforts dans les éléments de contreventement.	140
Tableau IX. 1: Caractéristiques mécaniques des acier pour boulons.....	142
Tableau IX. 2: Principales caractéristiques géométrique des boulons.....	142
Tableau VIII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.	162
Tableau X.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA400	184
Tableau X.2 : Vérification des contraintes dans le sol.....	187
Tableau X.3: Les armatures des semelles.....	191
Tableau XI.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.333$	201
Tableau XI.2:Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=+0.2$	202
Tableau XI.3: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=-0,3$	203
Tableau XI.4 : Réaction à la base due aux effets sismiques.	204
Tableau XI.5 : Vérification au renversement de la structure.....	205

Sommaire

REMERCIEMENTS.....	I
Dédicace.....	II
Liste des figure.	III
Liste des tableaux.....	IV
Sollicitations-Contraintes-Déformations :.....	V
Introduction Générale.....	1
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation et Implantation de l’ouvrage :	3
I.3. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage :	4
I.4.Eléments de l’ouvrage	4
4.1. Couverture.....	4
4.2. Stabilité de l’ouvrage :.....	5
4.2.1. Stabilité verticale :	5
4.2.2. Stabilité longitudinal:	5
4.2.3. Stabilité horizontal:.....	5
4.3. Les poteaux et les traverses :	5
I.5. Caractéristiques de sol:.....	5
I.6. Matériaux utilisés:	5
6.1. Acier.....	5
6.1.1. Définition	5
6.1.2. Essais de contrôle des aciers.....	6
6.1.3. Propriétés de l’acier doux:	9
I.7. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	10
7.1. Définition	10
7.2. Etat Limite Ultime (ELU)	11
7.3. Etat Limite de Service (ELS).....	11
I.8. Actions et combinaisons d’actions.....	11
8.1. Les actions.....	11
8.1.1. Actions permanentes (Gi) :	11

8.1.2. Actions variables (Q_i) :	12
8.1.3. Actions accidentelles (E_i) :	12
8.2. Les combinaisons d'actions	12
8.2.1. Situations durables :	12
8.2.2. Situations accidentelles :	12
II.1. Introduction :	14
II.2. Action du vent:	14
II.3. Coefficients de calcul :	15
3.1. Effet de la région :	15
3.2. Effet de site :	15
3.3. Coefficient de topographie :	15
II .4 calcule de la pression :	16
4.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:	16
4.2. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :	16
4.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:	17
4.4. Intensité de turbulence :	17
4.5. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :	18
4.5.1. Vent perpendiculaire au long pan:	19
4.5.2. Vent perpendiculaire au pignon:	21
4.6. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :	24
4.6.1. Du coté de long pan : (V_1 perpendiculaire a long pan)	24
4.6.2. Du coté de pignon : (V_2 perpendiculaire a pignon).	25
4.7. Pression aérodynamiques sur les parois :	25
4.7.1. Du coté de long pan : (V_1 perpendiculaire à long pan)	25
4.7.2. Du coté de pignon : (V_2 perpendiculaire à pignon)	26
II.5. Action d'ensemble:	27
5.1. Force de frottement:	27
5.2. Direction de vent perpendiculaire a long pan :	28
5.3. Direction du vent perpendiculaire à long pan:	29
5.4. Direction du vent perpendiculaire à pignon :	30
5.5. Direction du vent perpendiculaire à pignon : surpression	30

5.6. Direction du vent perpendiculaire à pignon : dépression.	31
II.6. Action neige:	32
6.1. Calcul des charges de neige:.....	32
6.1.1. Charge de neige sur les toitures:	32
6.1.2. Charge de neige sur le sol:.....	32
III.1. Introduction	34
III.2. DIMENSIONNEMENT DES COUVERTURES DE TOITURE:	34
3.1. Détermination des sollicitations :.....	36
3.2. principe de calcul:	37
3.2.1. Charges et surcharges supportes par la panne:.....	37
3.2.2. charges et surcharges en mètre linéaire:	37
3.3. Combinassions des charges les plus défavorables (ELU)	38
3.4. Combinaisons des charges les plus défavorables (ELS)	39
3.5. Vérification de la condition flèche à L' ELS:	39
3.6. Dimensionnement des pannes :	39
3.6.1 Les combinaisons de calcul :	40
3.6.2. Détermination des sollicitations :	41
3.7. Vérification de la résistance des pannes (ELU) :	41
3.7.1. Classe de la section :	41
3.7.2. Vérification à l'effort tranchant :	42
III.4.Calcul de l'échantignolle:	43
4.1. introduction:.....	43
4.2. Calcul des charges revenants à l'échantignolle:	43
4.3.Calcul du moment de renversement.....	43
4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :	44
4.5. Calcul de l' épaisseur de l'échantignolle:.....	44
III.5. Calcul des lisse de bardage:.....	44
5.1.Définition:	44
5.2. Détermination des sollicitations:.....	45
5.3.1 Evaluation des charges	46
5.4.Combinaison des charges :	46

5.5. Calcul des flèches:	47
5.6.Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU).....	47
5.7. Sur pignon :.....	48
5.7.1. Evaluation des charges:.....	48
5.7.2.Combinaison des charges :	49
5.7.3. Calcul des flèches:	49
5.7.4.Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)	50
III.6. Les potelets :	51
6.1. Introduction:.....	51
6.2. Dimensionnement des potelets :.....	51
6.3. Détermination de la section de potelet:	52
6.4. Evaluation des charges :.....	52
6.4.1. Les charges permanentes :	52
6.4.2. Les charges variables :(vent).....	52
6.4.3. Vérification de la résistance (IPE240):	53
6.5. Vérification de moment fléchissant $M_{y.sd}$:	53
6.6. Vérification de flexion composée:	53
6.7. Vérification au flambement:	53
6.7.1. Calcul de l'élanement réduit :	54
IV. Etude de chemin de roulement.	56
IV.1. Introduction	56
IV.2. Description du système pont roulant à bipoutre:	56
IV.3. Avantage de pont roulant bipoutre:.....	57
IV.4.Caractéristique moyenne des ponts roulants courants	57
IV.5. Effet dynamiques des ponts roulants:	58
IV.6. Evaluation des charges:	59
6.1.Charges verticales:	59
6.2.Force horizontales	61
6.3. Forces horizontales longitudinales (HL.1):	62
6.4. Forces horizontales transversales (H_{Tj}):.....	64
6.5. Force horizontale de tamponnement $H_{B,2}$ liées au déplacement du chariot :	65

6.6. Force longitudinales ($H_{L,i}$) et forces transversales ($H_{T,i}$) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage:	65
6.6.1. Coefficient de force λ :	68
IV.7. Pré -dimensionnement de la poutre de roulement:	69
7.1.Choix du rail:	69
7.2. Les charges totales supportant par la PDR:	70
7.3. Vérification aux états limites de services :	70
7.3.1. Vérification de la flèche verticale pour HEA320:	70
7.3.2. Vérification de la flèche horizontales pour la PDR:.....	70
7.4.Vérification aux état limites ultime de la poutre de roulement:	70
7.4.1.Vérification sous charge verticale:	70
7.4.2. Vérification sous charge horizontale:.....	72
7.4.3. Résistance de l'âme aux charges des galets:.....	74
IV.8. La fatigue :.....	76
8.1. Exigence relative à l'évaluation de la fatigue:	76
8.2. Vérification à la fatigue :.....	76
8.3. Verification de section transversal.....	77
8.3.1. Contrainte normal à la semelle supérieure :	77
8.3.2. Contrainte normal à la semelle inférieure :	78
8.3.3. Vérification de l'âme:.....	79
8.3.4. Contraintes locales provoquées dans l'âme par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail:.....	80
8.3.5. Les efforts locaux dans l'âme à la flexion :	81
8.3.6. Contrainte de flexion provoque dans l'âme $\sigma_{T,Ed}$:.....	81
8.3.7. Interaction entre effort tranchant et la contrainte dans l'ame :	82
8.4. pré-dimensionnement du support du chemin de roulement.....	82
8.4.1. Vérification à l'effort tranchant :	83
IV.9. Conclusion.....	83
V. ETUDE DES CONTREVENTEMENTS.	84
V.1. Introduction:	84
V.2. Contreventements de toiture (poutre au vent):	84
V.3. Calcul de la poutre au vent en pignon :	84

V.4. Évaluation des efforts dans la poutre au vent:	85
4.1. Evaluation des efforts horizontaux:	85
4.2. La force de frottement au niveau de la toiture:	85
4.3. Effort de traction dans les diagonales:.....	86
4.4. Calcule des efforts dans les diagonales:.....	86
4.5. Section des diagonales :	86
4.6. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent):	87
4.7. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :	87
4.8. Vérification de la panne intermédiaire :.....	87
V.5. Vérification de la panne sablière :.....	87
5.1. Vérification de la panne sablière a la flexion déviée:.....	91
V.6. Dimensionnement des poutre de sabliers :	91
V.7. Contreventements verticaux:	92
7.1. Calcul de stabilité:.....	93
7.2. Calcul l'effort interne:.....	94
7.3. Calcul de diagonale D_1 :.....	94
7.3. Vérification la diagonale à la traction:	94
VI.1. Introduction :	94
VI.2. Calcules des sollicitations:	94
VI.3. Exposée de la méthode :.....	94
VI.4. Détermination des charges	94
VI.5. Combinaison de calcul	96
VI.6. Vérification des éléments :.....	97
6.1. Vérification de poteaux :.....	97
6.2. Vérification a la résistance:.....	98
6.3. Incidence de l'effort tranchant:	98
6.4. Incidence de l'effort normal :.....	98
6.5. Vérifications de la résistance de la section transversale :.....	98
6.6. Flambement dans le plan du portique:.....	98
6.7. Flambement hors plan du portique :.....	99
6.8 Déversement :	100

6.9. Détermination du moment critique de déversement :	100
6.10. Facteurs d'interaction :	101
VI.7. Vérification de la traverse :	102
7.1. Vérification a la résistance :	102
7.2. Incidence de l'effort tranchant.....	102
7.3. Incidence de l effort normal :	102
7.4. Vérification de la résistance de la section transversale :	102
7.5. Flambement dans le plan du portique :	102
7.6. Flambement hors plan du portique :	103
7.7. Déversement :	103
7.8. Détermination du moment critique de déversement :	103
7.9. Facteur d'interaction :	104
VII. ÉTUDE SISMIQUE.....	106
VII.1 Introduction:	106
VII.2 Modélisation de la structure:	106
VII.4. Analyse de la structure:	106
4.1. Type d'analyse:	106
4.1.1. Les chargements statiques:	106
4.1.2 Les chargements dynamiques:	106
VI.5. Méthodes de calcul:	107
5.1 La méthode statique équivalente:	107
5.2. Principe de la méthode:	107
5.3. Calcul de la force sismique total:	107
VII.6. Estimation de la période fondamentale de la structure:	108
VII.7.Cas de chargement:	110
VII.8. Méthode dynamique modale spectrale :	111
8.1. Principe de la méthode :	111
8.2. Spectre de réponse de calcul :	111
8.4. Réponses modales:	113
8.4.1. Le premier cas (pont roulant au milieu):	113
8.4.2. Le deuxième cas (poutre de pont a l'extrémité):	114

VII.9. Conclusion:	115
VII.10. Pourcentage de la participation de masse :	116
VII.11. Les réponses modales de la structure :	116
11.1. Déformation modale	116
VII.12. Analyse des résultats	117
12.1. Les combinaisons de calcul	118
12.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :	118
12.3 : Vérification des déplacements :	119
VIII. Vérification des éléments.	120
VIII.1. INTRODUCTION :	120
VIII.2. Vérification des poteaux HEA360 :	120
VIII.3. Vérification par un calcul manuel	122
3.1. Vérification à la résistance.....	122
3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	122
3.2.1. Flexion composée avec risque de flambement :	122
3.2.2. Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :	123
3.3. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:	124
3.4. Calcul des coefficients K_y et K_z :	125
3.5. Vérification avec le logiciel robot :	125
3.6. Pour le deuxième cas :	126
3.6.1. Flexion composée avec risque de flambement :	126
3.6.2. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$	126
3.6.3. Calcul des coefficients K_y et K_z :	126
3.7. Vérification avec le logiciel robot :	127
3.8. Pour le troisième cas	127
3.8.1. Flexion composée avec risque de flambement :	127
3.8.2. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:	128
3.8.3 Calcul des coefficients K_y et K_z :	128
3.9. Vérification avec le logiciel robot :	129
VIII.4. Vérification des traverses :(IPE360)	130
4.1. Caractéristiques de la traverse:	130

4.2. Vérification de la section à la résistance :	131
4.3. Classe de la section (Barre 5)	131
4.4. Condition de résistance:	132
4.4.1. Vérification de l'effort tranchant :	132
4.4.2. Vérification de l'effort normal :	132
4.4.3. Vérification de la résistance de la section transversale :	132
4.5. Vérification de l'élément aux instabilités :	133
4.5.1. Flexion composée avec risque de flambement :	133
4.5.2. Flexion composée avec risque de déversement :	133
4.5.3. Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{\min} :	133
4.5.4. Calcule Les Élançement:	134
4.6. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :	134
4.7. Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion:	135
4.8. Vérification au flambement :	136
4.9. Vérification au déversement :	136
4.10. Vérification avec le logiciel robot :	136
VIII.5. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :	136
5.1. Pignon:	136
5.1.1. Vérification à la traction :	137
5.2. Long pan:	137
5.2.1. Vérification à la traction :	138
VIII.6. Vérification du contreventement de la poutre sablière du pont roulant :	138
6.1. Vérification à la traction :	139
6.2. Vérification au flambement de la poutre sablière:	139
6.3. Vérification avec le logiciel robot :	140
VIII.7. Vérification des diagonales de la palée de stabilité:	140
7.1. Pignon :	140
7.2. Vérification à la traction :	140
7.3. Vérification avec le logiciel robot :	140
7.4. long pan :	141
7.5. Vérification à la traction :	141

7.6. Vérification avec le logiciel robot :.....	141
IX.1 Introduction :	141
IX.2. Fonctionnement des Assemblages:	141
a) le rivetage :	141
b) Le boulonnage :	141
c) Le soudage.....	142
d) Le coulage :.....	142
IX.3 Assemblage poteau _ traverse :	143
3.1. Détermination des efforts dans les boulons :	144
3.2. Dimensionnement des boulons :	144
3.3. Condition de résistance des boulons :	145
3.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :	145
3.5. Vérification :	145
3.6. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	145
3.7. Vérification au poinçonnement :	146
3.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	147
3.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	147
3.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	148
3.11. Assemblage platine traverse :	148
IX.4. Assemblage traverse _ traverse	149
4.1. Détermination des efforts dans les boulons :	150
4.2. Dimensionnement des boulons :	150
4.3. Condition de résistance des boulons :	150
4.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :	150
4.5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :	151
4.6. Vérification au poinçonnement :	151
4.7. Assemblage platine traverse :	151
4.8. Vérification :	152
IX.5. Assemblage poteau _ support de chemin de roulement:	152
5.1. Détermination des efforts dans les boulons:	153
5.2. Dimensionnement des boulons.....	154

5.3. Condition de résistance des boulons:	154
5.4. Moment résistant effectif de l'assemblage	154
5.5. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction:	155
5.6. Vérification au poinçonnement:	155
5.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:	156
5.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	156
5.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	158
IX.6. Assemblage de l'échantignolle :	158
6.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :	158
6.2. Dimensionnement des boulons:	159
6.3. Moment résistant effectif de l'assemblage:.....	159
6.4 . Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :	160
6.5. Vérification à la pression diamétrale :	160
IX.7. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :	160
7.1 Long pan.....	160
7.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :	161
7.1.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :	162
7.1.3. Dimensionnement des boulons :	162
7.1.4. Disposition géométrique :	162
7.1.5. Vérifications :	162
7.1.6. Vérification à la pression diamétrale :	163
7.1.7. Vérification de la rupture de la section nette :	163
7.2. Pignon :	163
7.2.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :	164
7.2.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :	165
7.2.3. Dimensionnement des boulons :	165
7.2.4. Vérifications :	165
7.2.5. Vérification à la pression diamétrale :	166
7.2.6. Vérification de la rupture de la section nette :	166
IX.8 contreventements horizontaux poutre au vent :	166
8.1. Long pan :	166
8.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :	167

8.1.2. Dimensionnement des boulons :	168
8.1.3. Disposition géométrique :	168
8.1.4. Vérifications :	168
8.1.5. Vérification à la pression diamétrale :	169
8.1.6. Vérification de la rupture de la section nette :	169
8.2.Pignon	169
8.2.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :	170
8.2.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :	171
8.2.3. Dimensionnement des boulons :	171
8.2.4. Disposition géométrique :	171
8.2.5. Vérifications :	172
8.2.6. Vérification à la pression diamétrale :	172
8.2.7. Vérification de la rupture de la section nette :	172
IX.9 Calcul des pieds de poteaux :	172
9.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:	173
9.2 Vérifications :	175
9.2.1. Vérification de la tige d'ancrage:	175
9.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:	176
9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:	177
9.4. Contrainte de flexion dans la section 2-2:	179
9.5. Vérification dans la section 3 - 3.....	179
IX.10. Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :	180
10.1. Vérification de la tige d'ancrage:	181
10.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation:.....	181
10.3. Détermination de l'épaisseur de la platine:.....	181
X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	183
X.1 Introduction :	183
X.2. Calcul des fondations sous les poteaux:	183
2.1. Détermination des sollicitations:.....	183
2.2 Pré dimensionnement de la semelle du poteau :	184
a. Critère de non poinçonnement:.....	185

2.3. Dimensionnement de la semelle:	185
2.4. Vérification des contraintes :	186
2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :	187
2.6. Détermination des armatures de la semelle:	188
a. Situation accidentelle:	188
b. Armatures parallèles à B=1,2m:	189
c. Situation durable :	189
d. Condition de non fragilité :	190
e. Dispositions constructives:	190
X.3 Fondation sous potelet :	192
3.1. L'encrage :	192
3.2 Calcul des armatures :	193
3.3 Condition de non fragilité :	193
X.4. Calcul des longrines :	194
4.1 Pré dimensionnement :	194
4.2 Ferrailage :	194
4.3 Vérification de la condition de non fragilité :	195
4.4. Armatures transversales :	195
X.5. Ferrailage des futs :	196
X.6 .Conclusion :	198
XI. Vérification de la stabilité d'ensemble.....	199
XI.1. Introduction:	199
XI.2. Détermination des moments renversants (M_R) :	199
2.1 Cas du vent :	199
2.2. Détermination des moments renversants (MR):	200
2.3. Vent perpendiculaire au long pan sens V1:	200
2.4. Vent perpendiculaire au pignon sens V2:	202
b) Vent sur la façade latérale sud avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,3$):	203
3. Cas de séisme	204
3.1 Réaction à la base:	204
3.2. Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :	204

3.3. Vérification au renversement de la structure:.....	205
XI.4. Conclusion :.....	205
CONCLUSION GENERALE	206
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	207
ANNEX.....	223
PLAN.....	225

Sollicitations-Contraintes-Déformations :

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

Caractéristiques Géométriques

- A** : Section brute d'une pièce (cm²).
 A_{net} : Section nette d'une pièce (cm²).
 A_v : Aire de cisaillement (cm²).
 I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).
 a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
 b : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
 h : Hauteur d'une pièce en générale (mm).
 A_s : Section d'armature de béton (cm²).
 L : Longueur, ou portée d'une poutre(m).
 L_{cr} : Longueur critique (m).
 t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).
 t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm).
 i : Rayon de giration d'une section (mm).

- L_f : Longueur de flambement (mm).
 Φ : Diamètre d'une armature transversale.
 G : Action permanente.
 Q : Action d'exploitation.
 e : L'excentricité de l'effort normal.

Coefficients et grandeurs sans dimensions

- n : Nombre de connecteur répartir sur une longueur critique.
 P : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
 C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
 K : Coefficient de flambement.
 K_y, K_z : Coefficient de flambement-flexion.
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
 ξ : Coefficient de réduction élastique de l'acier (
 λ : Élancement de l'élément.
 K_λ : Élancement eulérien.
 $\lambda_{y,z}$: Elancement géométrique pour le mode de flambement.
 λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.
 μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
 χ : Coefficient de réduction de flambement.
 $\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
 λ_{LT} : Elancement réduit pour le déversement.
 χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.
 α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.
 $\beta_{My,z}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
 β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
 γ : Coefficient partiel de sécurité.
 Ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

Introduction Générale

Le but des études génie civil est de concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir : La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que : La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements (CM66, ADDITIF 80 ou fascicule 62 titre V, EUROCOD 03), la stabilité élastique soit assurée :

- Soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.
- Soit au niveau local, individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutres, fermes, etc....).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar en construction métallique a usage de stockage.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL, CCM97, RNVA2013). Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- ✓ Le troisième chapitre portera études des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième portera études du chemin de roulement
- ✓ Le cinquième chapitre portera à Etudes de contreventement.
- ✓ Le sixième chapitre, portera à l' Etudes de portique.
- ✓ Le septième chapitre portera a l' Etude sismique.
- ✓ Le huitième chapitre portera la vérification de la structure.
- ✓ Le neuvième chapitre, sera études des assemblage.
- ✓ Le dixième chapitre, sera pour études de l'infrastructure.
- ✓ Le onzième chapitre, sera pour la vérification d ensemble.
- ✓ Conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA STRUCTURE

I.1. Introduction

La charpente métallique est une branche de la construction métallique, qui reste à nos jours la solution la plus convenable, pour la construction des ouvrages et équipements industriels.

L'étude d'un projet s'élaboré en tenu compte des aspects fonctionnelles, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil de connaitre le comportement des matériaux utiliser ainsi leurs caractéristique mécanique et a tenir compte les paramètres suivante :

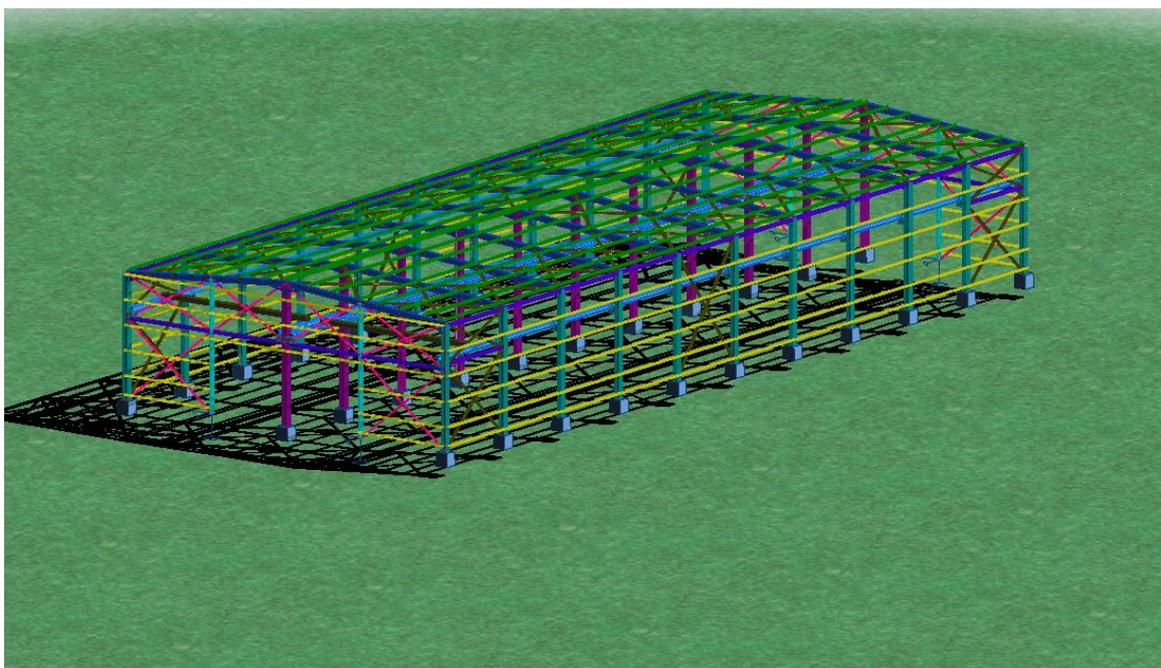
- l'usage
- la résistance
- les exigences esthétiques
- les conditions économiques

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappelles de calcules concernant les matériaux utiliser, les actions, les combinaisons de chargeetc.

I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un hangar en construction métallique a usage de stockage avec un pont roulant de 5 tonnes, qui est implantée à **BEN AKNOUN** dans la wilaya d'**Alger** dans un site plat, qui classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de forte sismicité (**III**), et la classification de notre ouvrage selon RNVA2013.

Figure I.1: Vue en 3D de l'hangar.



I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La forme en plan de la structure est de forme rectangulaire , qui contient **(10)** portiques espacée de **6m**, et chaque portique composé **3** poteaux espacé de **12 m**

Hauteur du bâtiment :	9 m
longueur total:	60 m
Largeur :	24 m
Flèche de la toiture :	1 m
Hauteur du poteau (pont roulant) :	5.50 m
Entraxe des portiques :	6.00 m

Toiture à deux versants plans symétriques d'une pente est de $4,76^{\circ}$.

I.4.Éléments de l'ouvrage

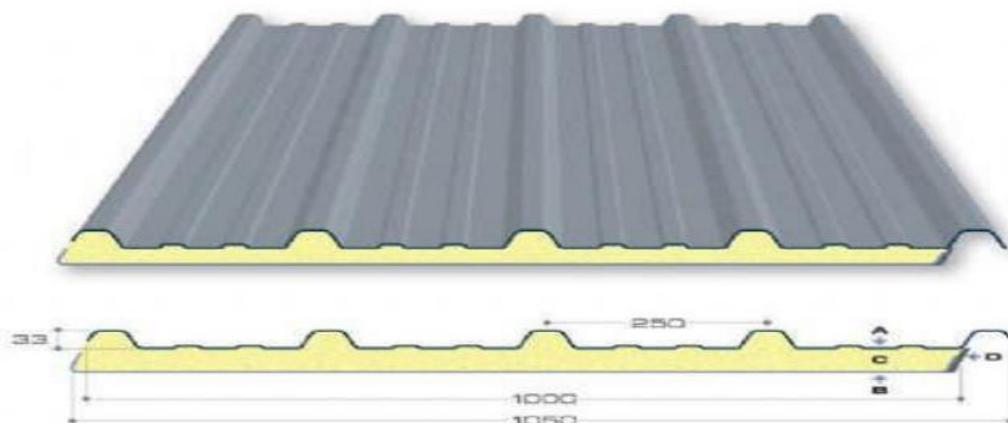
4.1. Couverture

on utilise les panneau sandwich pour les toitures de bloc industriel, appelés aussi panneaux double , ils sont constituées :

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

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints

Figure I.2. panneau sandwich .



✓ pour les murs du hangar sont en panneau sandwich.

4.2. Stabilité de l'ouvrage :

4.2.1. Stabilité verticale :

On désigne par structure verticale les systèmes structuraux qui assurent la stabilité latérale de l'ouvrage, elle se compose de contreventements transversaux et longitudinaux

4.2.2. Stabilité longitudinal:

- contreventée par palée de stabilité latéral (en X) dans la direction longitudinal.

4.2.3. Stabilité horizontal:

- la stabilité horizontal de hangar est assurée par palée de stabilité (en X) dans la direction horizontal.

4.3. Les poteaux et les traverses :

les poteaux et les traverses sont des profilé en acier avec une section constantes.

I.5. Caractéristiques de sol:

- La contrainte admissible est $\sigma_{adm}=2 \text{ bars}$.

I.6. Matériaux utilisés:

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

6.1. Acier

6.1.1. Définition

L'acier est un mélange constitue essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc., qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité, corrosion...).

On ajoute le cuivre pour améliorer la soudabilité, le nickel et le chrome pour diminuer la corrosion. Le manganèse, le vanadium, le tungstène, le silicium pour augmenter

la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et la ductilité

Il existe une multitude de types d'acier selon la teneur en carbone nous citons ici quelques exemples: aciers doux, aciers durs, aciers mi durs, aciers extra durs.

6.1.2. Essais de contrôle des aciers

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont très importantes, ils sont à la suite de chaque coulée d'aciers, ils fournissent des renseignements relatifs sur la composition chimique et les propriétés mécaniques des aciers. On distingue:

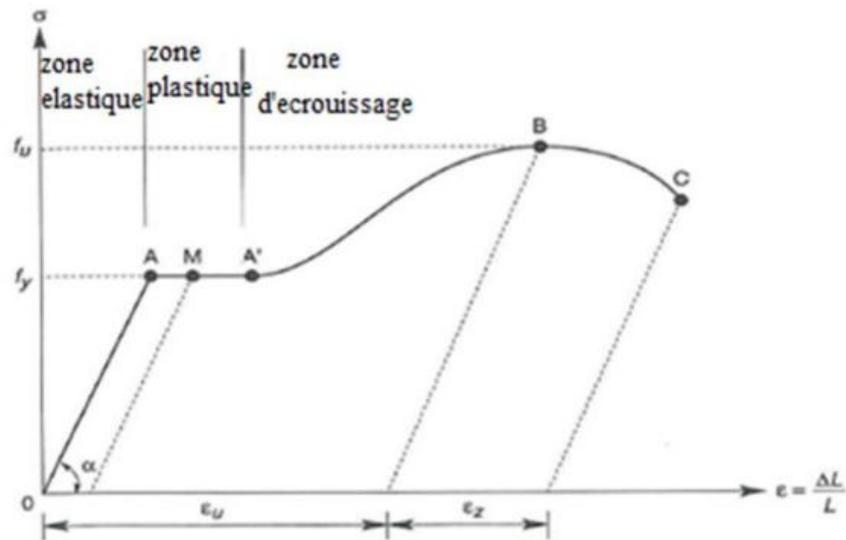
6.1.2.1. Les essais destructifs (les essais mécaniques) :

Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- ❖ Essai de dureté : qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit des degrés de dureté.
- ❖ Essai de résilience : qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- ❖ Essai de pliage.
- ❖ Essai de fatigue.
- ❖ Essai de traction : qui permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale E , le coefficient de poisson, les contraintes limitent d'élasticité et de rupture, l'allongement à rupture.

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort progressif, croissant de zéro à la rupture un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de traction appliqué (ou la contrainte).

On obtient un diagramme effort / déformation suivant :

Figure I.3: Diagramme σ - ϵ de l'acier.

ϵ_u : allongement à la rupture

ϵ_z : allongement de striction

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

Phase OA : zone rectiligne pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible car c'est l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta l / l = 0$).

Phase AA' : palier horizontale, qui traduit un allongement ce charge constante c'est la zone plastique, à partir de A (par exemple, on M) si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon la droite MM' parallèle à OA et la pièce conserve un allongement rémanent OM'.

Phase A'B : la charge croît un nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;

Phase BC : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans

ce cas, le palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite de d'élasticité f_y (point A).
- La contrainte de rupture f_u (point B).
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E.

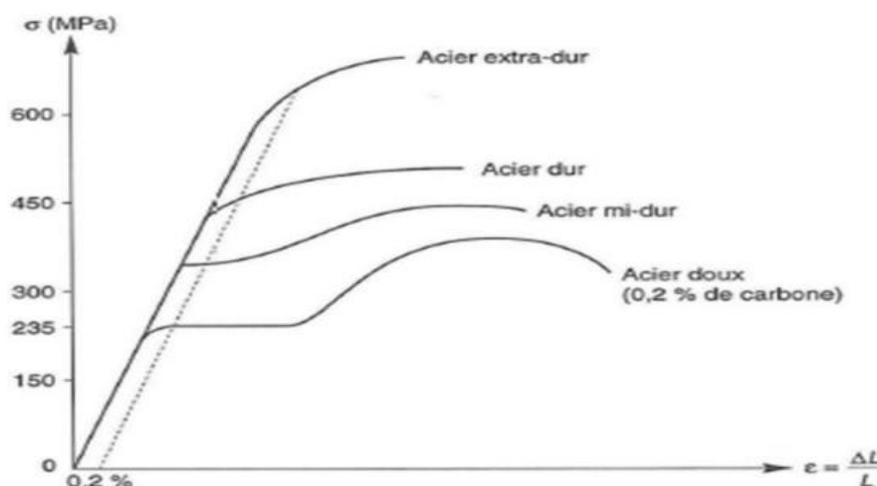
6.1.2.2. Les essais non destructifs (essais métallographiques) :

Qui renseignent sur la composition chimique et leur structure cristalline, ils sont généralement réalisés sur une face polie et attaquée chimiquement par une solution acide (acide nitrique) d'une éprouvette d'acier ou d'une plaque d'acier.

- ❖ La macrographie : c'est-à-dire l'examen visuel d'une surface poli traité à l'acide.
- ❖ La micrographie : c'est à dire l'examen visuel au microscope des cristaux, qui permet de déterminer notamment la tenue en carbone.
- ❖ La radiographie : par rayons X (en laboratoire) ou rayons γ (sur chantier), permet de déceler les défauts, cavités ou fissures interne des pièces, notamment des soudures.
- ❖ Utilisation des ultrasons : les ultrasons aussi permettent de déceler les défauts.

6.1.2.3. Effets de pourcentage de carbone sur le comportement mécanique de l'acier :

Figure I.4: Lois de comportement des différents types d'acier.



Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus la contrainte σ augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant 0.2%.

La notion de plasticité /sécurité est très importante. En effet lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite d'élasticité f_y si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr en rupture brutale sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. En revanche, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent

6.1.3. Propriétés de l'acier doux:

6.1.3.1. Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement

Eurocode3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

6.1.3.2. Ductilité :

CCM97(Chapitre3.2.2.3)

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

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ϵ_u sur une longueur de $5,65 \sqrt{A}$ doit être supérieur à 15%.

Avec **A** : section transversale initiale de l'élément considéré.

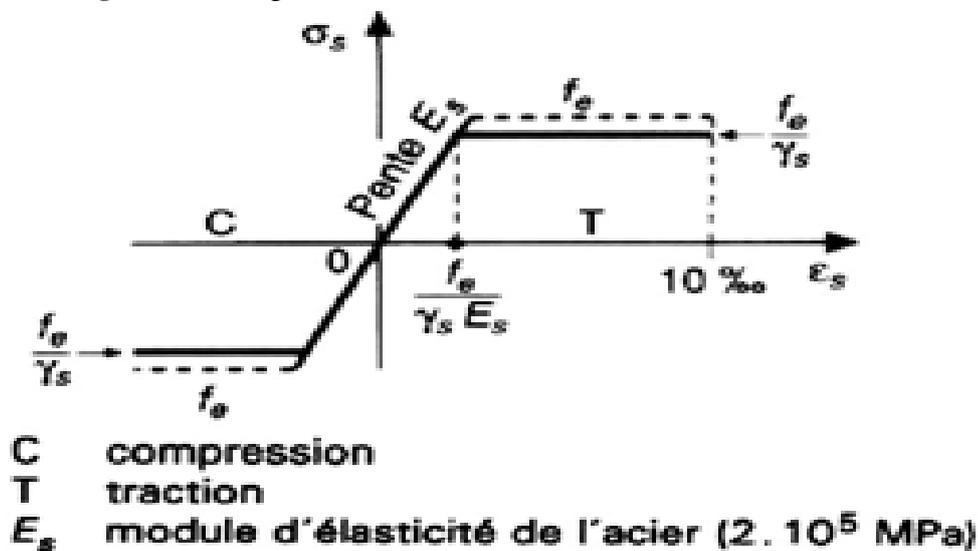
- L'allongement à rupture ε_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ε_y (correspondant à f_y) $\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y$.

6.1.3.3. Propriétés mécanique de l'acier

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 * 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique de l'acier : $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

Figure I.5: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier



I.7. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

7.1. Définition

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de

remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue :

7.2. Etat Limite Ultime (ELU)

Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue 03 états limites ultime :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

7.3. Etat Limite de Service (ELS)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue 03 états limites de service :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service de compression de béton.

1.8. Actions et combinaisons d'actions

8.1. Les actions

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes,

climatiques, d'exploitation, sismiques...etc.) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui...etc.)

8.1.1. Actions permanentes (G_i) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée à la construction

8.1.2. Actions variables (Q_i) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitations.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques : - Actions de la neige (S).

- Actions du vent (W).

- Actions de la variation de température.

8.1.3. Actions accidentelles (E_i) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.).

I.8.2. Les combinaisons d'actions

I.8.2.1. Situations durables :

- **ELU :**
 - Les charges d'exploitation peuvent être estimées avec la norme N.F.P 06.001.
 - Les charges de neiges sont définies le D.T.U.06.002 (règles N.84)
 - Les charges de vent sont définies le D.T.U .06.006 (règles NV 65)
 - Actions des gradients thermiques : variation relative de longueur (-4.10^{-4} à 3.10^{-4})

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec action variable :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q \quad \text{Avec :}$$

G_{\max} : action permanente défavorable.

G_{\min} : action permanente favorable.

Q : action variable défavorable.

I.8.2.2. Situations accidentelles :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 E$
- $0,8 G \pm E$

I.9. Les règlements utilisés

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont :

- **RNVA99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement Algérienne Neige et Vent 99.
- **CCM97, Eurocode3** : L'étude et le calcul de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, et l'Eurocode3.
- **RPA99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le Règlement Parasismique Algérienne RPA99 V 2003.
- **DTR-BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **DTU 13.12** : Règlement de calcul des fondations superficielles.
- **BAEL 1991** : Béton Armé eaux Etats Limites.
- **CBA 1993** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, DTR-BC 2.4 Ministère de l'habitat.

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

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

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

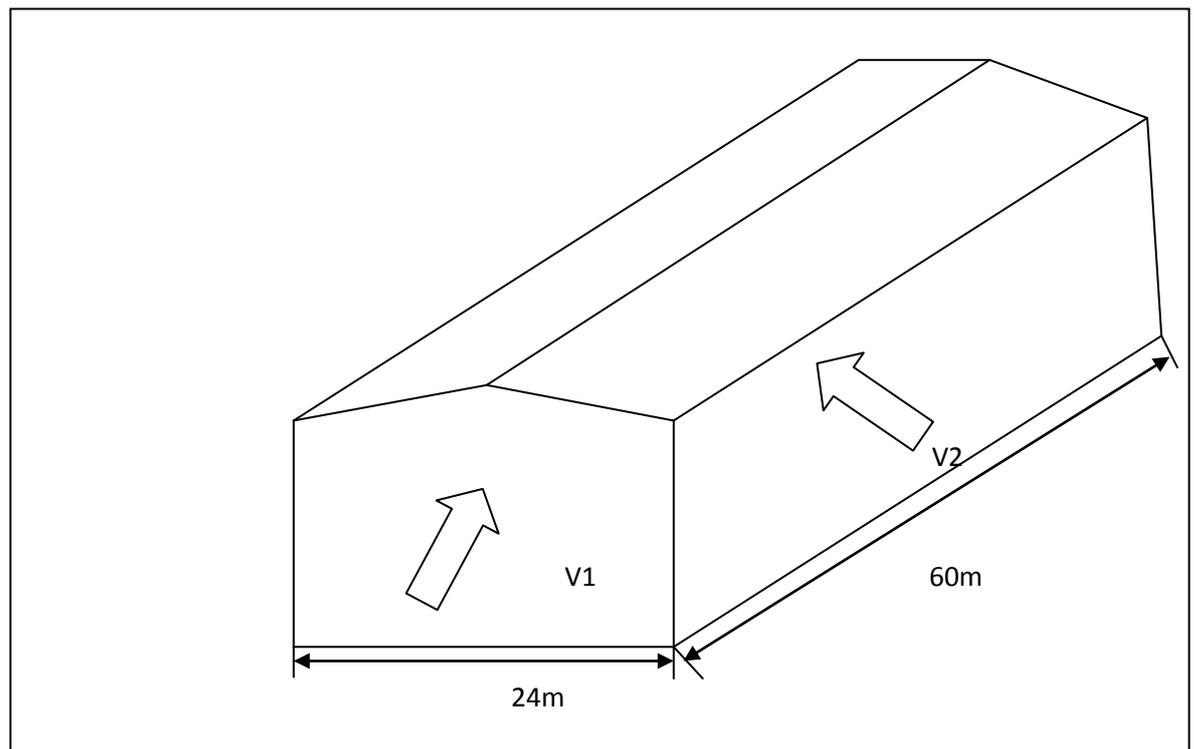
Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

II.2. Action du vent:

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

- au long pan V1
- au pignon V2,

Figure II.1: présentation les directions de vent.

II.3. Coefficients de calcul :

3.1. Effet de la région :

Notre structure est située dans la **zone I**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

3.2. Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est **III**

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,3 \text{ m}$
- La hauteur minimale $z_{min} = 5 \text{ m}$. (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- $\epsilon = 0,37$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

3.3. Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (chapitre II RNVA2013).

3.4. Calcul de coefficient dynamique C_d :

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

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe **valeur simplifiée**. (**chapitre III :coefficient dynamique dans RNVA2013**).

$C_d=1$. bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m

II .4 calcul de la pression :

4.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}. \dots\dots\dots \text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

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

$C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent.

4.2. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m.} \\ C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{si } z < z_{min}. \end{cases}$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée

$$\text{tel que : } Z_0 = 0,3 \text{ m} \quad , \quad Z_{min} = 5 \text{ m}$$

$Z = 9 \text{ m}$ dans la toiture.

$Z = 8 \text{ m}$ dans les parois verticales.

➤ **Dans la toiture:**

$$Z=9\text{m} \rightarrow Z_{\min}=5\text{m} \leq Z=9\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$C_r(z=9\text{m}) = K_T \ln \frac{z}{z_0} = 0,215 \times \ln \frac{9}{0,3} = 0,73$$

$$\rightarrow C_r(z)=0,73$$

➤ **Dans la paroi verticale:**

$$Z=8\text{m} \rightarrow Z_{\min}=5\text{m} \leq Z=8\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$\text{donc: } C_r(z=8\text{ m}) = K_T \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \times \ln \left(\frac{8}{0,3} \right) = 0,71$$

$$\rightarrow C_r(z)=0,71$$

4.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

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

$C_e(z)$ est donnée par:

$$\text{formule suivante : } C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7 * I_v(z)] .$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence .

z (en m) est la hauteur considérée .

4.4. Intensité de turbulence :

l'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$\bullet \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$\bullet \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \left(\frac{Z_{\min}}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

$$\bullet \quad \text{parois vertical: } Z=8 > Z_{\min}=5.$$

$$I_v(8) = \frac{1}{1 * \ln \left(\frac{8}{0,3} \right)} \quad \rightarrow I_v(8)=0,304$$

$$\bullet \quad \text{Toiture: } Z=9 > Z_{\min}=5.$$

$$I_v(9) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{9}{0.3}\right)} \quad \rightarrow I_v(9)=0.29$$

donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

paroi vertical :

$$C_e(8)=(0.71)^{2*1^2*[1+7*0.304]} \quad \rightarrow C_e(8)=1.58$$

toiture:

$$C_e(9)=(0.73)^{2*1^2*[1+7*0.29]} \quad \rightarrow C_e(9)=1.614$$

on a: $q_p(z_e)=q_{ref} * c_e(z_e)$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.1: les pressions dynamiques pointes .

	z_e (m)	q_{ref} (N/m ²)	$c_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ N/m ²
Paroi vertical	8	375	1.58	592.5
Toiture	9	375	1.614	605.25

4.5. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés $C_{pe,1}$ pour les coefficients locaux, et $C_{pe,10}$ pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5:coefficient de pression page 80 RNVA2013**).

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

Tel que : s: est la surface chargée de la paroi considérée en m².

4.5.1. Vent perpendiculaire au long pan:

- **pour les parois verticales:**

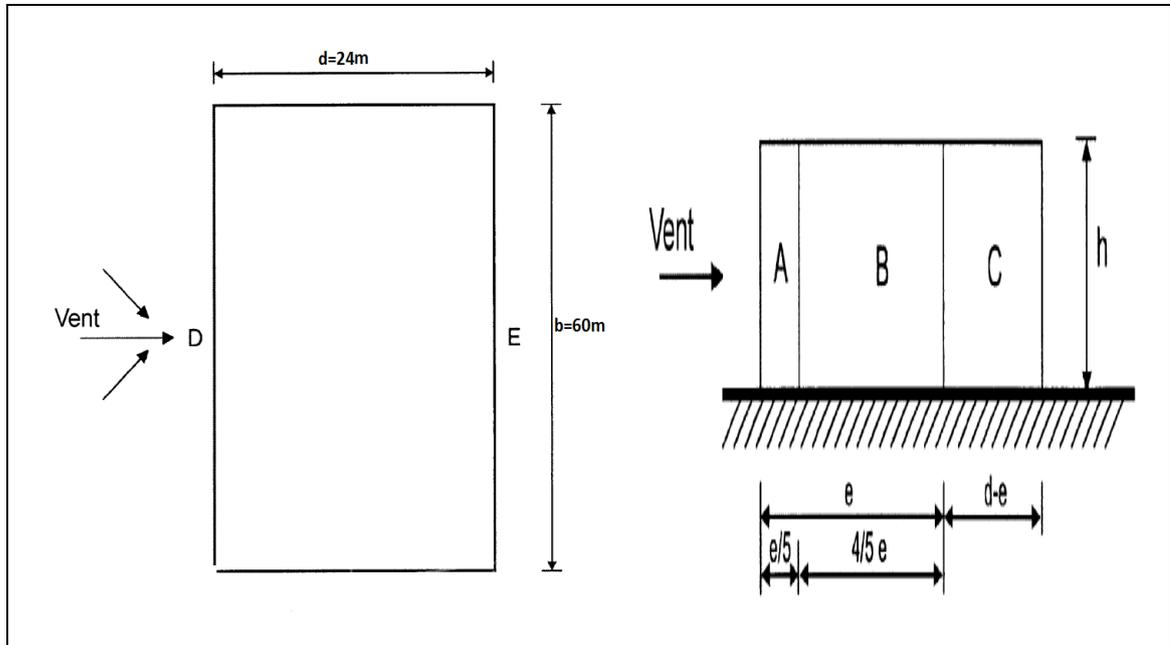
Pour cette direction du vent on à: b=60m, d=24m, h=9m et e= min[b, 2h]=18m → e=18m.

Et on a : $d=24\text{m} > e=18\text{m}$.

Donc on utilise la légende suivante :

5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

Figure II.2: légende relative aux murs verticaux .



on a : $e=18\text{m}$.

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule correspond est : $C_{pe} = C_{pe10}$.

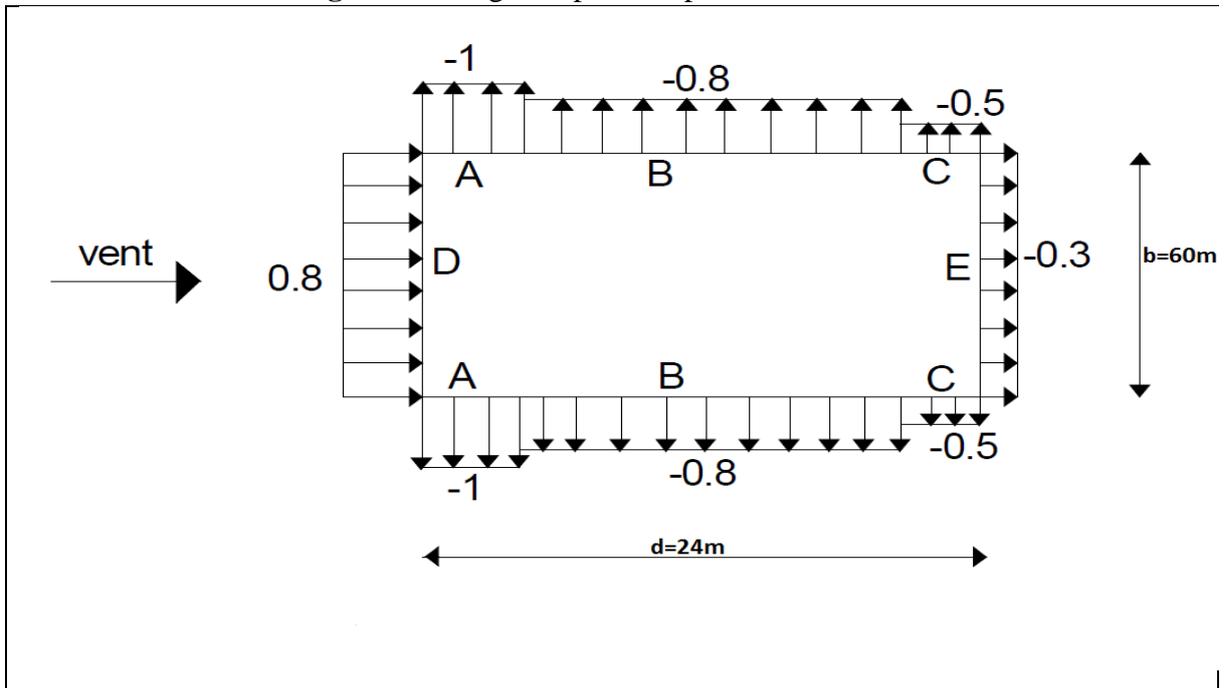
Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale .

ZONE	A	B	C	D	E
surfaces	32.4	129	54	540	540
$C_{PE.10}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour les parois verticales :

Figure II.3: légende pour les parois verticales.



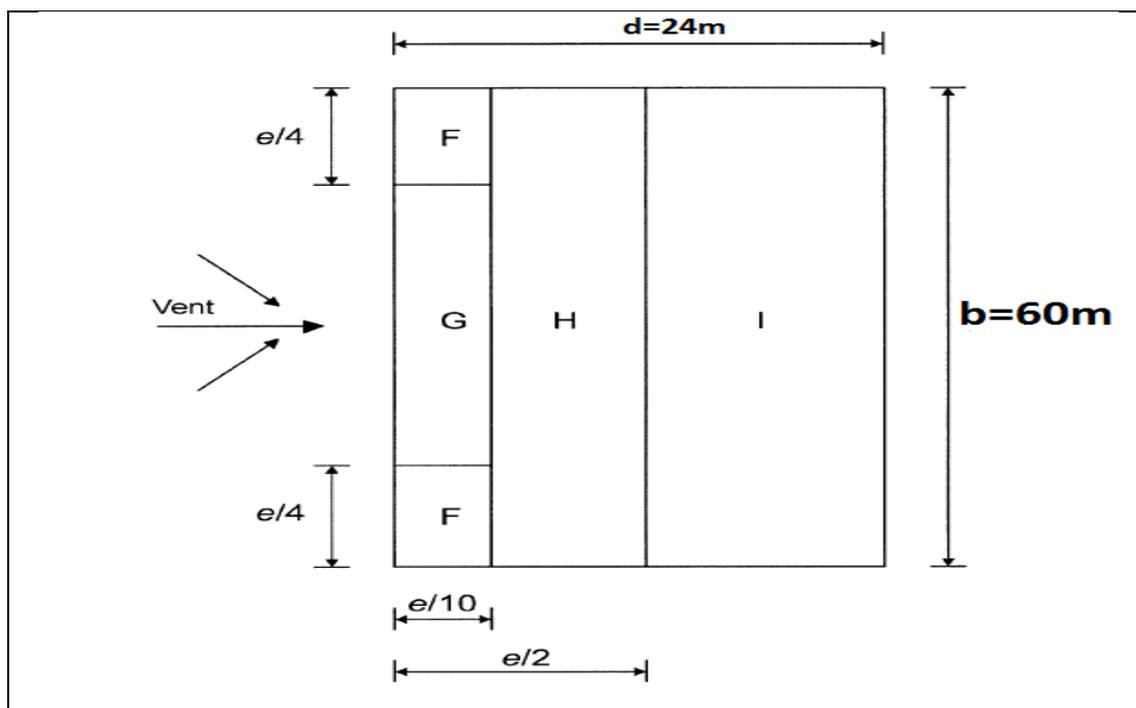
- **pour les toitures:**

toiture plate : sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5° .

on a : $\alpha = 4.76^\circ < 5^\circ$. donc c'est une toiture plate .

il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5.2 (chapitre 5- RNVA2013 page 81).

Figure II.4: légende pour les toitures plates.



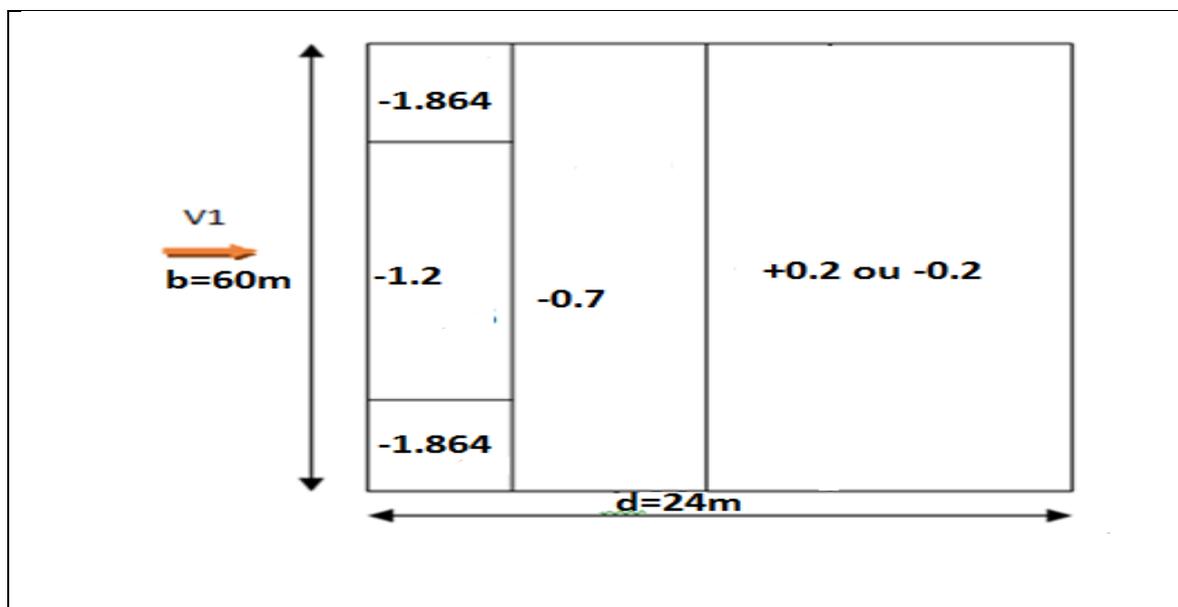
les coefficients $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont donnes le tableau 5.2 (chapitre 5- RNVA2013 page 81).

$$e = \min[b, 2h] = 18\text{m} \rightarrow e = 18\text{m}.$$

Tableau II.3: les valeurs C_{pe} pour la toiture .

zone	F	G	H	I
Surfaces	8.1 m ²	91.8 m ²	432 m ²	900 m ²
C_{pe}	-1.864	-1.2	-0.7	± 0.2

Figure II.5: répartition des C_{pe} sur la toiture direction de vent perpendiculaire au long pan .



4.5.2. Vent perpendiculaire au pignon:

- pour les parois verticales:

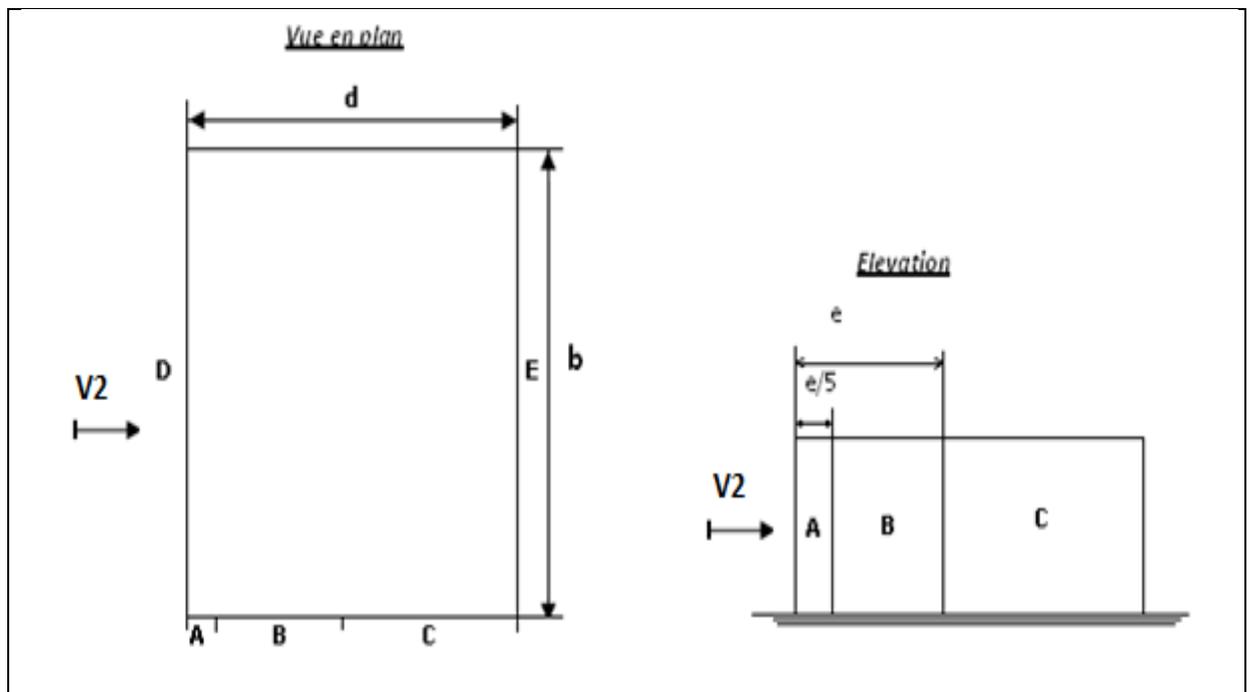
Pour cette direction du vent on à: $b=24$, $d=60\text{m}$, $h=9\text{m}$

$$e = \min[b, 2h] = 18\text{m} \rightarrow e = 18\text{m}.$$

Et on a : $d=60\text{m} > e=18\text{m}$.

Donc on utilise la légende suivant: 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80) .

Figure II.6: légende pour les parois verticales.



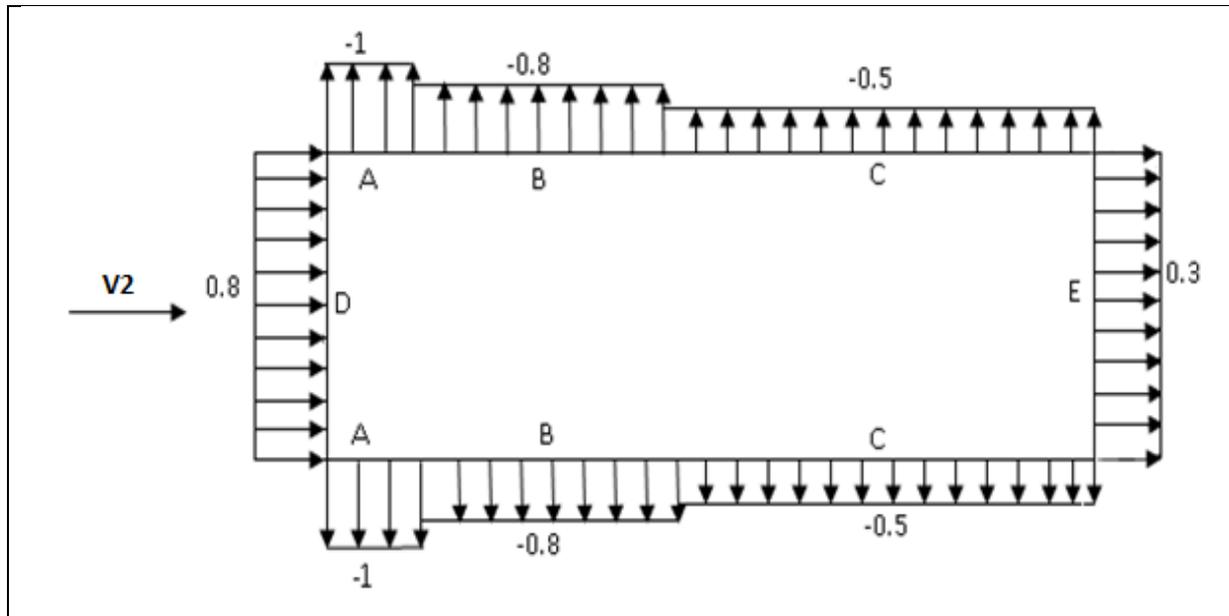
➤ **Détermination des surfaces:**

- $S_A = 9 \times 3.6 = 32.4 \text{m}^2$ $\rightarrow S_A = 32.4 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$
- $S_B = 9 \times 14.4 = 129.6 \text{m}^2$ $\rightarrow S_B = 129.6 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$
- $S_C = 9 \times 12 = 90 \text{m}^2$ $\rightarrow S_C = 90 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$
- $S_D = S_E = 9 \times 42 = 378 \text{m}^2$ $\rightarrow S_D = 378 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$

- On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10m^2 donc la formule est :
- $C_{pe} = C_{pe10}$
- Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: C_{pe} pour les parois verticales.

Les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Figure II.7: valeurs des C_{pe} pour les parois verticale.

- **pour la toiture:**

Pour cette direction du vent on a $b=24m$, $h=9m$, $d=60m \Rightarrow e=18m$.

Donc on utilise la légende suivante : la figure 5.2 (chapitre 5- RNVA2013 page 81).

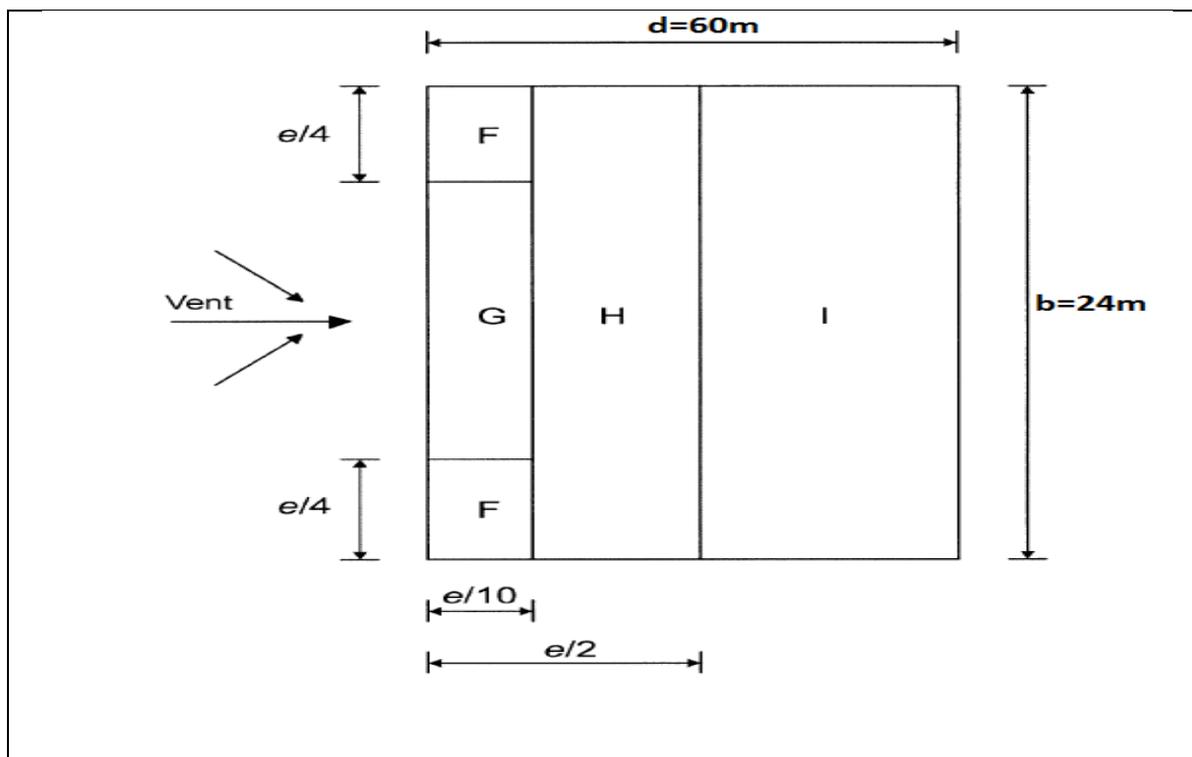
Figure II.8: légende pour les toitures plates.

Tableau II.5: C_{pe} pour les toitures.

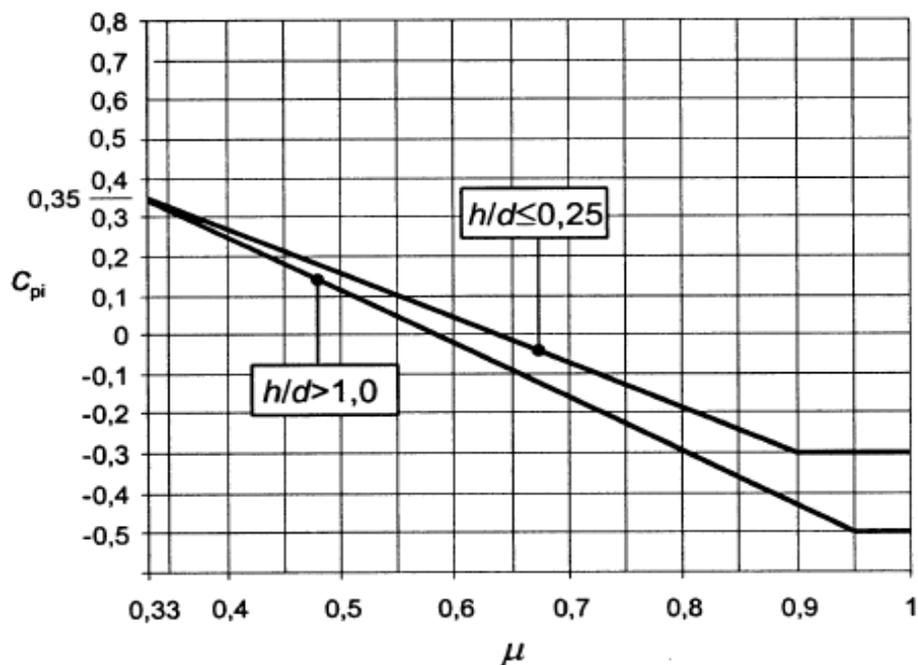
Zone	F	G	H	I
S (m ²)	8.1	27	172.8	1224
C_{pe}	-1.864	-1.2	-0.7	± 0.2

4.6. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

la combinaison la plus défavorable des pression extérieure et intérieure , considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air .

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_P et rapport h/d (ch5., fig.5.14).

Figure II.9: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.



4.6.1. Du coté de long pan : (V_1 perpendiculaire a long pan)

- perméabilité de l ouvrage:

l'ouvrage comprend 4 ouvertures (4*4m) comme indique sur la figure, il n' ya pas une face dominante .

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \text{ est négatif ou égal à } 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}} \quad \mu = \frac{4*4*4}{4*4*4} = 1.$$

la valeur de C_{pi} est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d=0.25$ et $h/d=1$.

on a : $h/d \rightarrow 9/24=0.375$

pour : $\mu_p=1$ et $h/d=0.25 \rightarrow C_{pi}=-0.3$.

pour : $\mu=1$ et $h/d=1 \rightarrow C_{pi}=-0.5$.

après l interpolation linéaire on trouve $C_{pi}=-0.333$.

4.6.2. Du coté de pignon : (V_2 perpendiculaire a pignon).

➤ perméabilité de l ouvrage:

$$\mu = \frac{2*4*4}{4*4*4} = 0.5.$$

on a : $h/d \rightarrow 9/60 = 0.15 < 0.25$.

donc on prend $C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$ (EUROCOD 1:action les structures, partie

1.4:action de vent page 43).

NOTE 2 Lorsqu'il se révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de $+0,2$ et $-0,3$.

4.7. Pression aérodynamiques sur les parois :

la pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule

suyvant: $W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$. (chapitre 2:Bases de calcul page 58).

4.7.1. Du coté de long pan : (V_1 perpendiculaire à long pan)

- Paroi vertical:

$$q_p(z_e) = 592.5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.333 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}].$$

Tableau II.6: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.

Zone	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
A	592.5	-1	-0.333	-395.1975
B	592.5	-0.8	-0.333	-276.6975
C	592.5	-0.5	-0.333	-98.9475
D	592.5	+0.8	-0.333	671.3025
E	592.5	-0.3	-0.333	19.5525

- **Toiture :**

$$q_p(z_e) = 605.25 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.333 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.7: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.

ZONE	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
F	605.25	-1.864	-0.333	-926.63775
G	605.25	-1.2	-0.333	-524.75175
H	605.25	-0.7	-0.333	-222.12675
I	605.25	-0.2	-0.333	80.49825
I	605.25	+0.2	-0.333	322.59825

4.7.2. Du coté de pignon : (V_2 perpendiculaire à pignon)

- **Paroi vertical:**

$$q_p(z_e) = 592.5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = +0.2 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.8: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.

ZONE	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
A	592.5	-1	+0.2	-711
B	592.5	-0.8	+0.2	-592.5
C	592.5	-0.5	+0.2	-414.75
D	592.5	+0.8	+0.2	+355.5
E	592.5	-0.3	+0.2	-296.25

- **Toiture :**

$$q_p(z_e) = 605.25 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = +0.2 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.9: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.

ZONE	$q_p(z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
F	605.25	-1.864	+0.2	-1249.236
G	605.25	-1.2	+0.2	-847.35
H	605.25	-0.7	+0.2	-544.725
I	605.25	-0.2	+0.2	-242.1
I	605.25	0.2	+0.2	0

- **paroi vertical:**

$$q_p(z_e) = 592.5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.3 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.10: les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.

ZONE	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
A	592.5	-1	-0.3	-414.75
B	592.5	-0.8	-0.3	-296.25
C	592.5	-0.5	-0.3	-118.5
D	592.5	+0.8	-0.3	+651.75
E	592.5	-0.3	-0.3	0

- **Toiture :**

$$q_p(z_e) = 605.25 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.3 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.11: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.

ZONE	$q_p(z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
F	605.25	-1.864	-0.3	-946.611
G	605.25	-1.2	-0.3	-544.725
H	605.25	-0.7	-0.3	-242.1
I	605.25	-0.2	-0.3	60.525
I	605.25	0.2	-0.3	302.625

-pour les justifies des actions globales il ya lieu de multiplier les valeurs obtenues par les coefficients dynamiques (lequel par ce cas particulier peut être prie égale à 1). (chapitre 3: coefficient dynamique page 62).

II.5. Action d'ensemble:

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement on utilisant

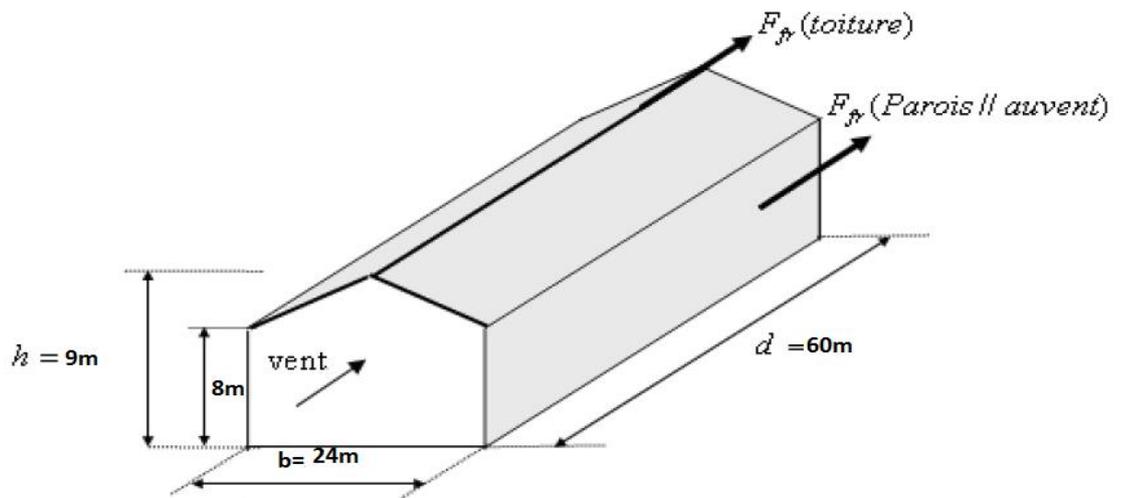
- en calculant les forces à l'aide des coefficients de force ou
- en calculant les forces à partir des pressions de surface . (chapitre 2: bases de calcul page 58).

5.1. Force de frottement:

$$F_{fr} = C_{fr} * q_p(Z_e) * A_{ref} .$$

A_{ref} est l'aire de référence de la surface élémentaire .

C_{fr} est le coefficient de frottement.



On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent. $C_{fr} = 0.04$ (tableau 2.8 valeur des coefficients de frottement chapitre 2).

La force de frottement est donc :

Toiture :

$$F_{fr} = 60.525 * 0.04 * (60 * 2 * 12.04).$$

$$F_{fr} = 3497.86 \text{ daN.}$$

Paroi verticale :

$$F_{fr} = 59.25 * 0.04 * (60 * 2 * 8).$$

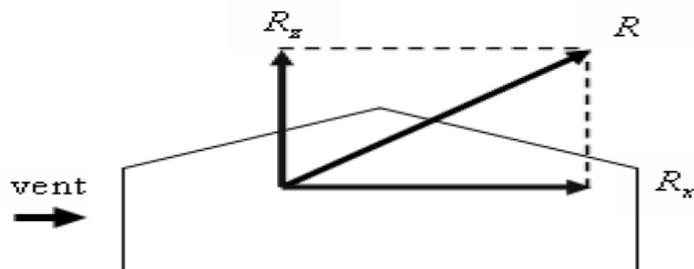
$$F_{fr} = 2275.2 \text{ daN.}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 2275.2 + 3497.86$

$$F_{fr} = 5773.06 \text{ daN.}$$

Remarque : l'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développée de la toiture soit $(12 / \cos 4.76 = 12.04)$.

La force résultante R est donnée par : $R = \sum (W(Z_j) * S_j) + \sum F_{fr}$.



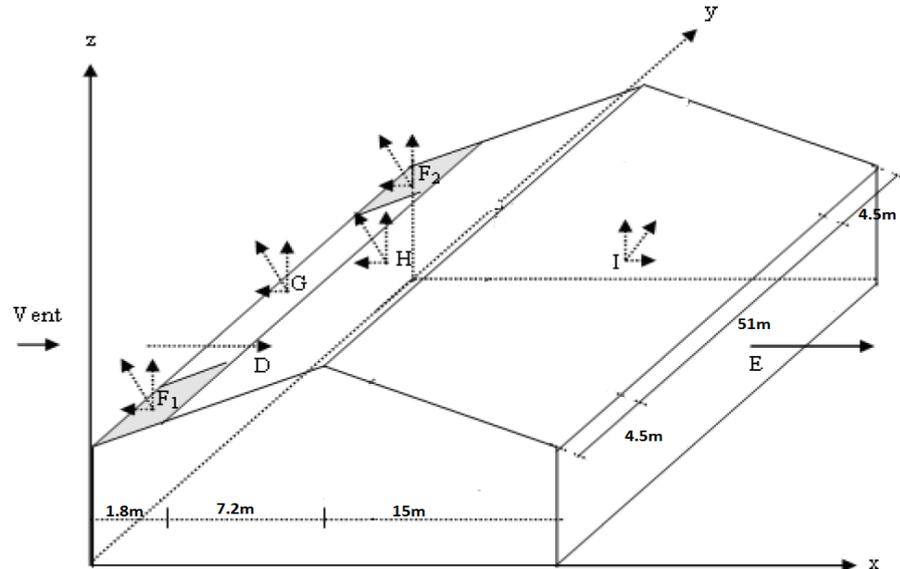
S (en m²) : l'aire de l'élément de surface i.

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

5.2. Direction de vent perpendiculaire a long pan :

Pente du versant : $\alpha = 4.76^\circ$.

Figure II.11:répartition les surfaces de frottement (vent perpendiculaire au log pan).



- **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone: (projection horizontale)**

- Zone F₁: $S_{F1} = 1.8 \times 4.5 \rightarrow S_{F1} = 8.1 \text{ m}^2$.
- Zone F₂: $S_{F2} = 1.8 \times 4.5 \rightarrow S_{F2} = 8.1 \text{ m}^2$.
- Zone G: $S_G = 1.5 \times 51 \rightarrow S_G = 76.5 \text{ m}^2$.
- Zone H: $S_H = 7.2 \times 60 \rightarrow S_H = 432 \text{ m}^2$.
- Zone I: $S_I = 15 \times 60 \rightarrow S_I = 900 \text{ m}^2$.

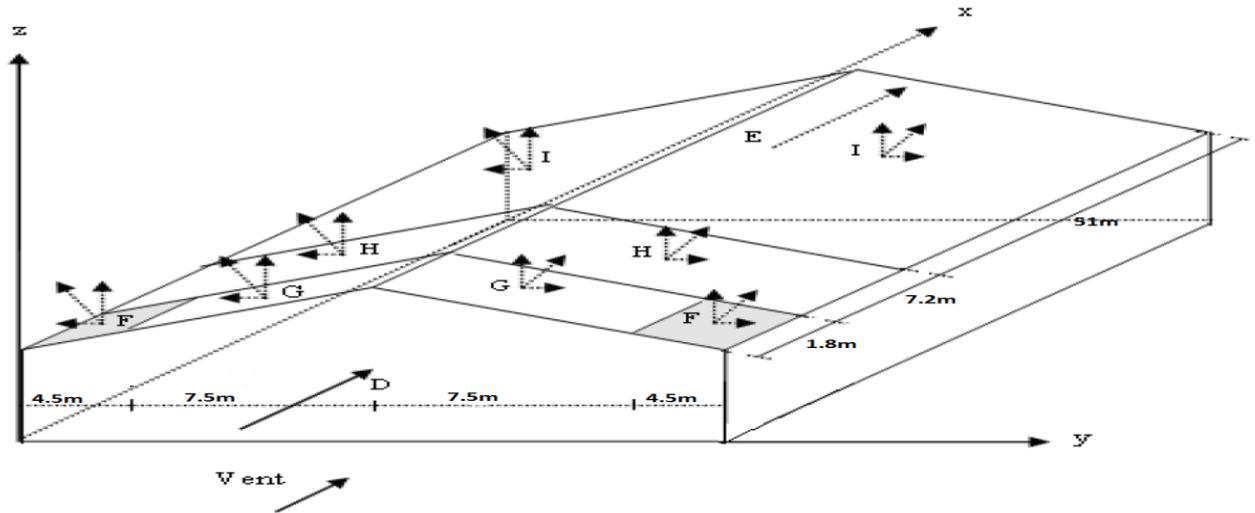
5.3. Direction du vent perpendiculaire à long pan:

Tableau II.12: tableau de frottement vent perpendiculaire à long pan.

Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$67.130 \times 480 = 32222.4 \rightarrow$	0
E	$19.5525 \times 480 = 9385.2 \rightarrow$	0
F ₁	$92.664 \times 8.1 \times \tan 4.76 = 62.50 \leftarrow$	$92.664 \times 8.1 = 750.5784 \uparrow$
F ₂	$92.664 \times 8.1 \times \tan 4.76 = 62.50 \leftarrow$	$92.664 \times 8.1 = 750.5784 \uparrow$
G	$52.475 \times 76.5 \times \tan 4.76 = 334.27 \leftarrow$	$52.475 \times 76.5 = 4014.338 \uparrow$
H	$22.213 \times 432 \times \tan 4.76 = 799.054 \leftarrow$	$22.213 \times 432 = 9596.016 \uparrow$
I	$32.26 \times 900 \times \tan 4.76 = 2417.642 \rightarrow$	$32.26 \times 900 = 29034 \downarrow$
total	$R_X = 42766.918$	$R_Z = 16924.803$

5.4. Direction du vent perpendiculaire à pignon :

Figure II.12: répartition les surfaces de frottement (vent perpendiculaire au pignon).



- **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone: (projection horizontale)**

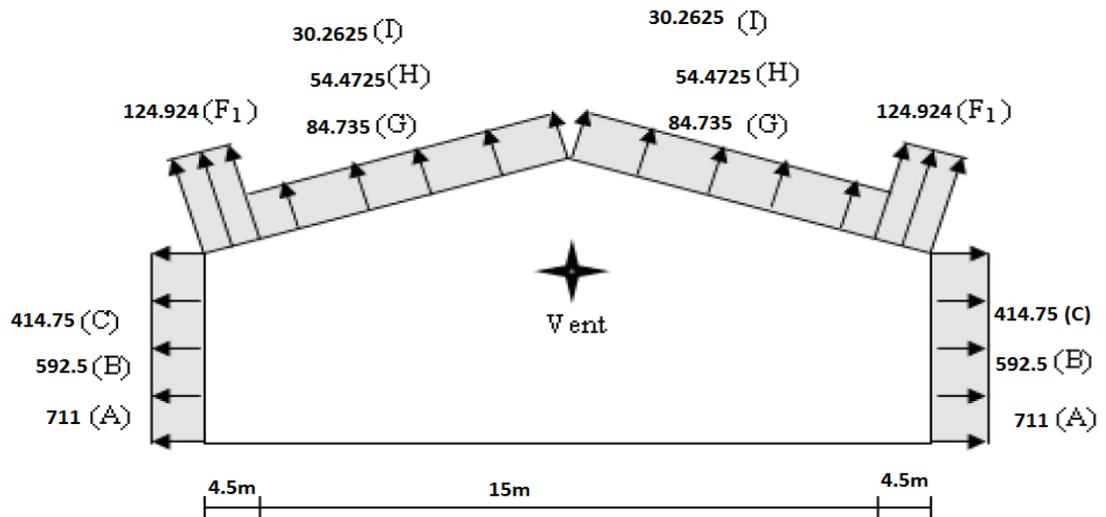
- Zone F₁: $S_{F1}=1.8*4.5 \rightarrow S_{F1}= 8.1m^2$.
- Zone F₂: $S_{F1}=1.8*4.5 \rightarrow S_{F2}= 8.1m^2$.
- Zone G: $S_G=7.5*1.8*2 \rightarrow S_G=27m^2$.
- Zone H: $S_H=7.2*12*2 \rightarrow S_H= 172.8m^2$.
- Zone I: $S_I=51*12*2 \rightarrow S_I=1224 m^2$.

5.5. Direction du vent perpendiculaire à pignon : surpression

Tableau II.13: tableau de frottement vent perpendiculaire à pignon.

Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$35.55*192=6825.6 \rightarrow$ $35.55*12=426.6 \rightarrow$	0
E	$-29.625*192= -5688 \leftarrow$ $-29.625*12= -355.5 \leftarrow$	0
F ₁	0	$124.924*8.1= 1011.8844 \uparrow$
F ₂	0	$124.924*8.1= 1011.8844 \uparrow$
G	0	$84.735*27=2287.845 \uparrow$
H	0	$54.473*172.8= 9412.934 \uparrow$
I	0	$24.21*1224= 29633.04 \uparrow$
F _{fr}	+5773.06	
	R_x=6981.76	R_z= +43357.59

Figure II.13: répartition des charges de vent



5.6. Direction du vent perpendiculaire à pignon : dépression.

Tableau II.14: tableau de frottement vent perpendiculaire à pignon.

Zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$65.175 \cdot 192 = 12513.6 \rightarrow$ $65.175 \cdot 12 = 782.1 \rightarrow$	0
E	0	0
F ₁	0	$94.661 \cdot 8.1 = 766.75 \uparrow$
F ₂	0	$94.661 \cdot 8.1 = 766.75 \uparrow$
G	0	$54.473 \cdot 27 = 1470.771 \uparrow$
H	0	$24.21 \cdot 172.8 = 4183.488 \uparrow$
I	0	$30.263 \cdot 1224 = 37041.912 \downarrow$
F _{fr}	+5773.06	
	R_x = 19068.76	R_z = +29854.153

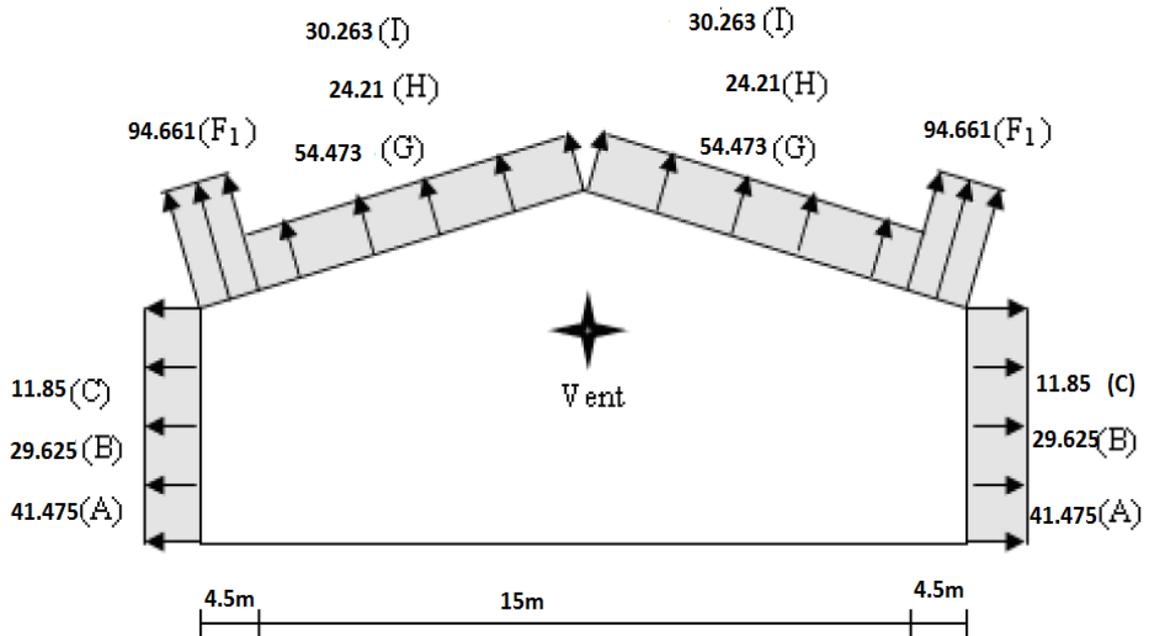


Figure II.14: répartition des charges de vent

II.6. Action neige:

6.1. Calcul des charges de neige:

6.1.1. Charge de neige sur les toitures:

la charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontal de toitures ou de toute surface soumise à l'accumulation de la neige S obtient par la formule suivant:

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

μ : est le coefficient de forme pour la charge de neige

S_k : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol. (chapitre 2: action de neige .page 18 RNV2013).

6.1.2. Charge de neige sur le sol:

la charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude de lieu considère.

comme notre hangar est implanté à BEN AKNOUN wilaya d'ALGER qui appartient à la zone B, avec une altitude de 250m par rapport au niveau de la mer.

$$S_k = (0,04 \times H + 10) / 100 \quad [\text{KN/m}^2].$$

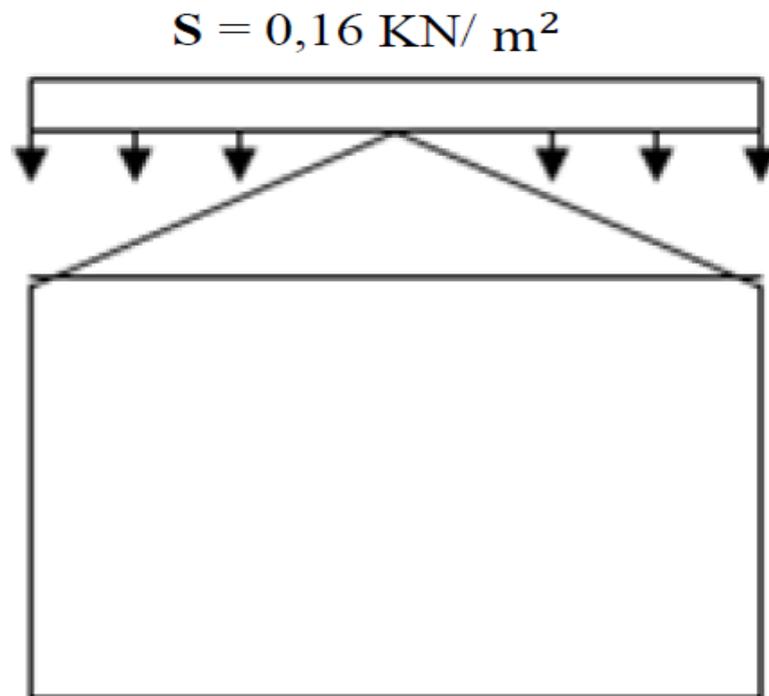
$$S_k = (0.04 \cdot 250 + 10) / 100. \quad \rightarrow S_k = 0.2 \text{ KN/m}^2.$$

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donnée par le tableau 2 du RNVA2013 pour une pente comprise entre 0° et 30° :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \rightarrow \mu = 0.8$$

$$\text{D'où : } S = 0.8 \cdot 0.2 = 0.16 \text{ KN/m}^2.$$

Figure II.15: Valeur de la charge caractéristique de la neige.



CHAPITRE III

PRE DIMENSIONNEMENT

III.1. Introduction

Les éléments secondaires d'une halle sont les éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe, c'est-à-dire la toiture et les façades.

Ils sont importants que les éléments primaires et doivent être pris en considération dès le début de la conception globale. Nous traitons dans ce chapitre, la vérification des profils qui doivent résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis, la vérification consiste à choisir des profils puis effectuer une vérification nécessaire de leur résistance et leur stabilité.

III.2. DIMENSIONNEMENT DES COUVERTURES DE TOITURE:

Les couvertures en bacs aciers nervurés (ou en aluminium) sont utilisés dans la grande majorité des bâtiments industriels métalliques et présentent, en dépit de leurs coûts, de multiples avantages, d'où leur large utilisation.

Étant entièrement standardisés, ces produits ne font plus l'objet de calculs ou de dimensionnement. Des tableaux de résultats et des abaques ont été mis au point par les fabricants pour les différents profils. Le profil recherché (ou adéquat) sera déterminé par une simple lecture de ces tableaux ou abaques.

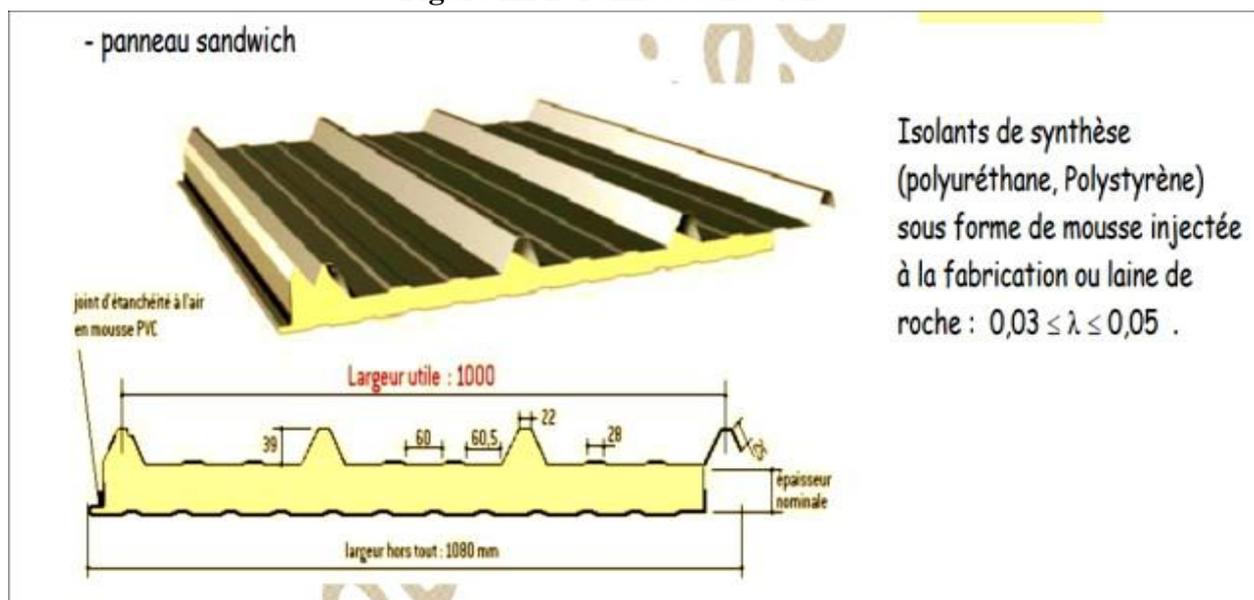
Ces bacs nervurés, en acier galvanisé, souvent prélaqués, se présentent sous formes de panneaux qui ont généralement les dimensions suivantes :

- longueur : 12 m

- largeur 01 m

épaisseurs courantes : 0.75 mm et 1 mm.

Figure III.1: Panneau sandwich.



Les bacs de faibles longueurs peuvent être portés par 2 pannes (cas isostatique). Toutefois, dans la quasi totalité des cas, les panneaux utilisés sont de grandes longueurs. Et par souci

d'économie, ces panneaux sont portés par 3 ou 4 pannes. Ils bénéficient alors de l'avantage de la continuité qui donne lieu à des flèches réduites.

Il est à signaler que la distance (ou bien l'entre axe) entre les pannes, est déterminée par la portée admissible des bacs de couverture. Cette portée dépend des paramètres suivants :

- la continuité ou non du panneau (autrement dit : le nombre d'appuis)
- les valeurs des charges sollicitant les bacs (neige, vent, entretien, étanchéité, etc...)
- des caractéristiques géométriques des sections de ces bacs telle : la hauteur et la largeur des nervures, l'épaisseur de la tôle, la forme du profil, etc...

Pour cela, les fabricants proposent divers profils correspondant à divers moments d'inertie. Ces bacs sont couramment dimensionnés pour présenter une flèche maximale inférieure au 1/200 de leur portée, et pour supporter une charge minimale de 100 daN/m² qui correspond au poids de deux hommes et de leur matériels présents sur la toiture en vue d'effectuer des travaux de réparation ou d'entretien.

Les bacs peuvent être soit en mode de couverture sèche (pour une pente des versants $p > 5\%$) ou bien recevant une étanchéité multicouche pour des pentes ne dépassant pas 5%. Les procédés de recouvrement et de fixation doivent assurer non seulement une bonne liaison aux supports mais également une étanchéité à l'air et surtout aux eaux d'infiltrations dont les couvertures sèches doivent faire l'objet.

A titre d'exemple, le choix d'un profil de bacs peut se faire par une simple lecture des tableaux proposés par le fabricant, et ce, en fonction des charges à supporter et des portées (continues ou non). Le modèle exemple ci-dessous, est un tableau dans lequel on pourra choisir le type et la portée du bac en fonction des surcharges de neige.

Figure III.2: fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures. (by Arcelo Mital)

TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS							
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme							
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION						330	270	2,00								PRESSION
DEPRESSION						240	240									DEPRESSION
PRESSION					280	260	210	2,25								PRESSION
DEPRESSION					220	220	220									DEPRESSION
PRESSION			290	290	230	200	150	2,50	240	275						PRESSION
DEPRESSION			220	190	190	190	190		190	190						DEPRESSION
PRESSION			260	260	215	170	140	2,75	195	225	260					PRESSION
DEPRESSION			205	170	170	170	170		170	170	170					DEPRESSION
PRESSION	220	220	220	220	185	140	115	3,00	165	190	225	250	250			PRESSION
DEPRESSION	190	190	190	155	155	155	155		155	155	155	155	190			DEPRESSION
PRESSION	195	195	195	195	155	120	100	3,25	140	165	190	220	220	220	220	PRESSION
DEPRESSION	175	175	175	140	140	140	140		140	140	140	140	175	175	175	DEPRESSION
PRESSION	170	170	170	170	130	100	75	3,50	120	140	165	200	200	200	200	PRESSION
DEPRESSION	160	160	160	130	130	130	130		130	130	130	130	160	160	160	DEPRESSION
PRESSION	150	150	150	150	110	85	70	3,75	105	125	145	180	180	180	180	PRESSION
DEPRESSION	150	150	150	115	115	115	115		115	115	115	115	150	150	150	DEPRESSION

La charge de vent sur la toiture (soulèvement) $V = -129.73 \text{ dan/m}$ (dépression)

d'après la fiche technique (3 appuis) : $E_p = 30\text{mm}$, la charge de vent (dépression) = 130dan/m

La portée $e = 3.75\text{m}$.

La charge de vent sur les parois verticales $V = -71.1 \text{ dan/m}$ (dépression)

d'après la fiche technique (3 appuis) : $E_p = 30\text{mm}$, la charge de vent (dépression) = 115dan/m

La portée $e = 3.50\text{m}$.

III.3. Calcul des pannes:

Les pannes qui ont pour fonction de supporter la couverture sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plans des versants.

Disposées à entraxes constants, elles sont jumelées en faitage (pannes faîtières) et peuvent être renforcées en rives pour reprendre des efforts horizontaux dues au vent (panne sabliers) leur portée correspond à l'entraxe des fermes (travées) et leur entraxe est déterminée par la portée admissible des bacs couvertures.

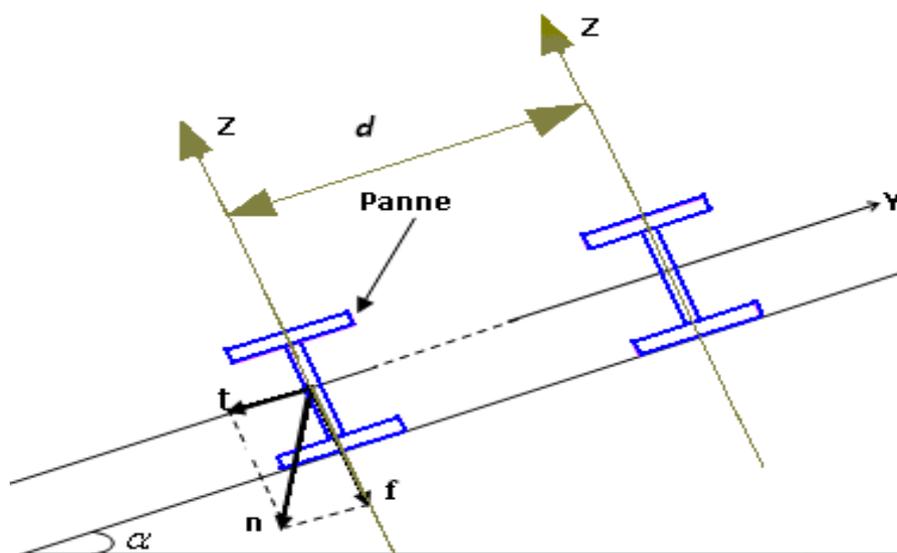
3.1. Détermination des sollicitations :

Les pannes sont soumises à des charges verticales (poids propre des pannes, du complexe de couverture neige et charge accrochées éventuellement).

La résultante se décompose en une charge parallèle à l'âme (Q_z) et l'autre perpendiculaire (Q_y).

- portée de la panne : $L = 6\text{m}$
- espacement entre deux pannes suivant la pente du versant: $e = 1.45\text{m} < 3.50\text{m}$
- La pente du versant : $\alpha = 4.76^\circ$

Figure III.3. disposition de la panne sur la toiture



- Longueur de versant : $L=12m$
- nombre de pannes sur chaque versant : 8 pannes
- le profilé estimé comme panne est: **IPE120**

3.2. principe de calcul:

3.2.1. Charges et surcharges supportées par la panne:

La pente du versant est très faible et peut être assimilée à une pente nulle le calcul sera conduit en flexion simple sous M_y (avec $M_z=0$).

❖ Charges permanentes

- poids propre de la couverture et accessoires de pose17 Kg/m²
- poids propre de la panne estimé (IPE120).....10.4Kg/m²

❖ Charges climatiques:

- Neige.....160N/m²
- vent pression+671.3025N/m²
- vent dépression.....-1249.236 N/m²

3.2.2. charges et surcharges en mètre linéaire:

- Charges permanentes G :(par ml de la couverture).

$$G = 170 \cdot 1.45 + 104 = 350.5 \text{ N/ml} \quad \downarrow$$

- Surcharges climatiques du vent V :(perpendiculaires au versant)

$$V_{pr} = 671.3025 \cdot 1.45 = +973.39 \text{ N/ml} \quad \downarrow$$

$$V_{dep} = -1249.236 \cdot 1.45 = -1811.39 \text{ N/ml} \quad \uparrow$$

- Surcharges climatiques du neige : N

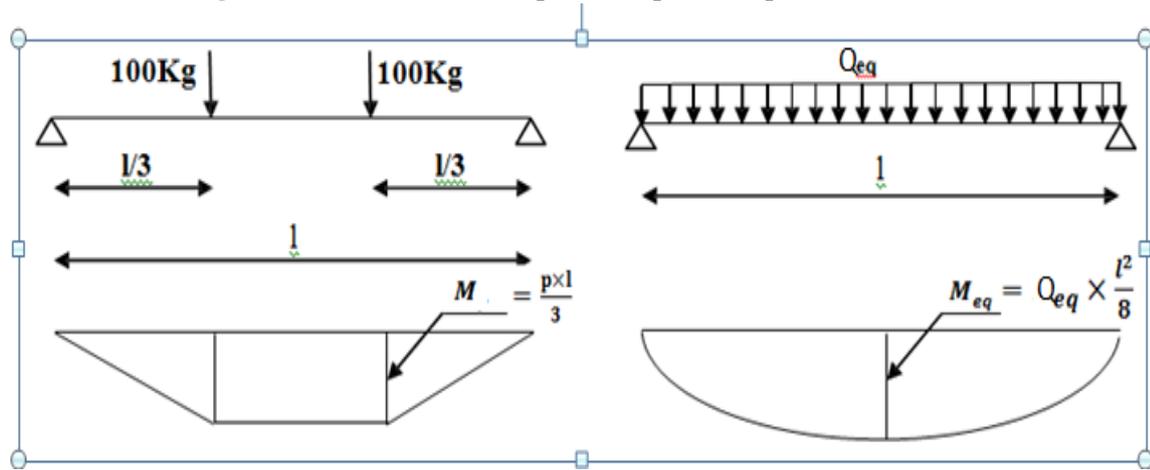
$$N = 160 \cdot 1.45 = 232 \text{ N/ml} \quad \downarrow$$

❖ Surcharges d'entretien (Q) :

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

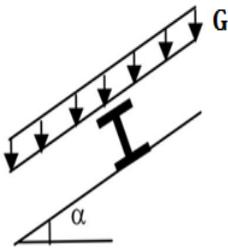
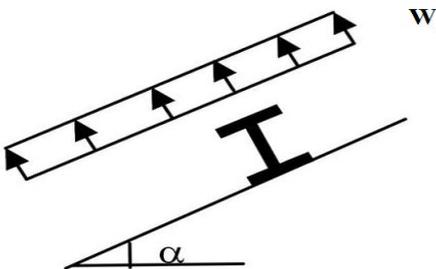
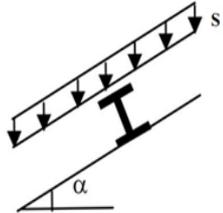
La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' .

Figure III.4: Schéma statique de la poutre équivalente.



$$M_{\max} = Q \times \frac{l}{3} = Q_{eq} \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow Q_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$Q_{eq} = 44,44\text{Kg/m} \Rightarrow Q_{eq} = 444.4 \text{ N/m.}$$

Charges permanentes:G	surcharge climatique de vent:V	surcharge climatique de neige:N
		

3.3. Combinaisons des charges les plus défavorables (ELU)

- 1.35 G +1.5 N
- 1.35 G +1.5 Q
- G -1.5 V

1) 1.35 G +1.5 N  $Q_Y = 1.25 * (1.35 * 350.5 + 1.5 * 232) = 1026.47 \text{ N/ml}$

2) 1.35G +1.5*Q  $Q_Y = 1.25 * (1.35 * 350.5 + 1.5 * 444.4) = 1424.72 \text{ N/ml}$

3) G - 1.5V  $Q_Y = 1.25 * (350.5 - 1.5 * 1811.39) = -2958.23 \text{ N/ml}$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs (ELU):

$$Q_Y = 2958.23 \text{ N/ml.}$$

3.4. Combinaisons des charges les plus défavorables (ELS)

- G + N
- G + Q
- G - V

$$1) \text{ G + N} \quad \Rightarrow \quad Q_Y = 1.25 * (350.5 + 232) = 728.125 \text{ N/ml}$$

$$2) \text{ G + Q} \quad \Rightarrow \quad Q_Y = 1.25 * (350.5 + 444.4) = 993.625 \text{ N/ml}$$

$$3) \text{ G - V} \quad \Rightarrow \quad Q_Y = 1.25 * (350.5 - 1811.39) = -1826.113 \text{ N/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs (ELS):

$$Q_Y = 1826.113 \text{ N/ml.}$$

Le moment maximal à mi-portée des pannes vaut, à l' ELU:

$$M = \frac{Q * l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M = \frac{2958.23 * 6^2}{8}$$

$$M = 13312.035 \text{ N*m}$$

S' agissant d'une section de classe 1. le calcul en plasticité est admis:

$$M \leq M_{pl} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec } \gamma_{M0} = 1$$

$$W_{ply} \geq \frac{M}{f_y} \quad \Rightarrow \quad W_{ply} \geq \frac{13312.035 * 10^3}{235}$$

$$W_{ply} \geq 56.647 \text{ cm}^3 \quad \text{on a } W_{pl} (\text{IPE120}) = 60.7 \text{ cm}^3.$$

donc on choisi à un **IPE120**

3.5. Vérification de la condition flèche à L' ELS:

$$\text{Il faut vérifier : } f_z = \frac{5 * q_s * l^4}{384 E I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$q_s = 1826.113 \text{ N/ml.}$$

$$I_y \geq 200 \frac{5 * q_s * l^3}{384 * E} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{1000 * 1.826 * 600^3}{384 * 2.1 * 10^6}$$

$I_y \geq 489.011 \text{ cm}^4$. On a $I_{y(\text{IPE120})} = 317.8 \text{ cm}^4$. la condition de flèche n'est pas vérifiée .

Donc on vas choisir IPE140

3.6. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.
- ✓ Donc on choisit un IPE 140

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'IPE180.

Profilé	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
IPE180	140	73	4.7	6.9	7	112.2	12.9
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
	16.4	541.2	5.74	88.3	44.90	1.65	19.2

On ajoute le poids propre de l'IPE 140 on aura :

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

$$G = [(12.5 + 4.5) \times 1.45] + 12.9 = 36.9 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.369 \text{ KN/m.}$$

$$P_{sz} = G_{z,\text{max}} + w = 0.369 - 1.826 = -1.457 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.25 \times 1.457 = 1.821 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1.821 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 487.767 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \text{l'IPE140 est toujours vérifié à l'ELS.}$$

3.6.1 Les combinaisons de calcul :

- **Combinaison à l'Etat Limite Ultime:**

➤ **AXE Z-Z**

$$p_{Uz1} = G_{\text{min}} + 1.5V = 0.369 - 1.5 \times 1.297 = -1.5765 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{z,\text{max}} + 1.5 N = (1.35 \times 0.369) + (1.5 \times 0.224) = 0.834 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{z,\text{max}} + 1.5 Q = (1.35 \times 0.369) + (1.5 \times 0.444) = 1.164 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz4} = G_{z,\text{max}} + N + 1.35 V = (0.369 + 0.224) - (1.35 \times 1.297) = -1.158 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{Uz} = 1.25 \times (-1.5765) = -1.971 \text{ KN/ml}$$

3.6.2. Détermination des sollicitations :

3.6.2.1. Moments :

➤ Sous le vent (V) :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-1.971 \times 6^2}{8} = -8.87 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.455 \times 6^2}{8} = 6.548 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge de neige (N) :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.043 \times 6^2}{8} = 4.694 \text{ KN.m}$$

2.6.2.2. Efforts tranchants :

$$\text{-Effort tranchant due au vent : } V_{Vz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{-1.971 \times 6}{2} = -5.913 \text{ KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due à la neige : } V_{Nz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.043 \times 6}{2} = 3.129 \text{ KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due aux charges d'exploitations : } V_{Pz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.455 \times 6}{2} = 4.365 \text{ KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due au poids propre : } V_{Gz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0.369 \times 6}{2} = 1.107 \text{ KN}$$

▪ 1 iere combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 1.107 - 1.5 \times 5.913 = -7.763 \text{ KN}$$

▪ 2ieme combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_P = 1.35 \times 1.107 + 1.5 \times 4.365 = 8.042 \text{ KN}$$

▪ 3ieme combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_N = 1.35 \times 1.107 + 1.5 \times 3.129 = 6.188 \text{ KN}$$

3.7. Vérification de la résistance des pannes (ELU) :

3.7.1. Classe de la section :

➤ **Classe de la semelle : (semelle comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{73/2}{8} = 4.563 \leq 10\varepsilon$$

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

⇒ **semelle de classe 1**

➤ **Classe de l'âme : (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon$$

⇒ **ame de classe 1**

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

3.7.2. Vérification à l'effort tranchant :

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

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{7.6 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103.11 \text{ KN}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

- **Sous le vent :**

$$V_{z.sd} = 7.763 \text{ KN} < V_{plz} = 103.11 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

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

$$V_{z.sd} = 8.042 \text{ KN} < V_{plz} = 103.11 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Sous la neige :**

$$V_{z.sd} = 6.188 \text{ KN} < V_{plz} = 103.11 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

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

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

III.4. Calcul de l'échantignolle:

4.1. introduction:

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

4.2. Calcul des charges revenants à l'échantignolle:

L'excentrement « t » est limité par la condition suivant:

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

pour IPE140: b=7.3cm h=14cm

$$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm}$$

soit $t = 9\text{cm}$

sous la combinaison: $Q_{uY} = G - 1.5V$

$$Q_{uY} = 367 - 1.5 * 1297.296$$

$$Q_{uY} = 1.579 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$quz = 1.25 \times 1.579 \times 3 = 5.921 \text{ KN/ml}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien d'autre que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R = 1.25 quz l = 1.25 \times 5.921 \times 6 = 44.41 \text{ KN}$$

4.3. Calcul du moment de renversement

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_r ne dépasse pas le moment de pliage

$$\Rightarrow M_r \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_r = 2R * t = 7.994 \text{ KN.m}$$

4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :

flexion simple

$$M \leq M_{\text{pl}} = W_{\text{pl}} * f_y \gamma_{M1}$$

$$M_{\text{pl}} = \frac{W_{\text{pl}} * f_y}{\gamma_{M1}} \text{ Moment de résistance plastique de la section brute } (\gamma_{M1} = 1.1)$$

$$M = M_r \leq \frac{W_{\text{pl}} * f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow W_{\text{pl}} \geq \frac{M_r * \gamma_{M1}}{f_y}$$

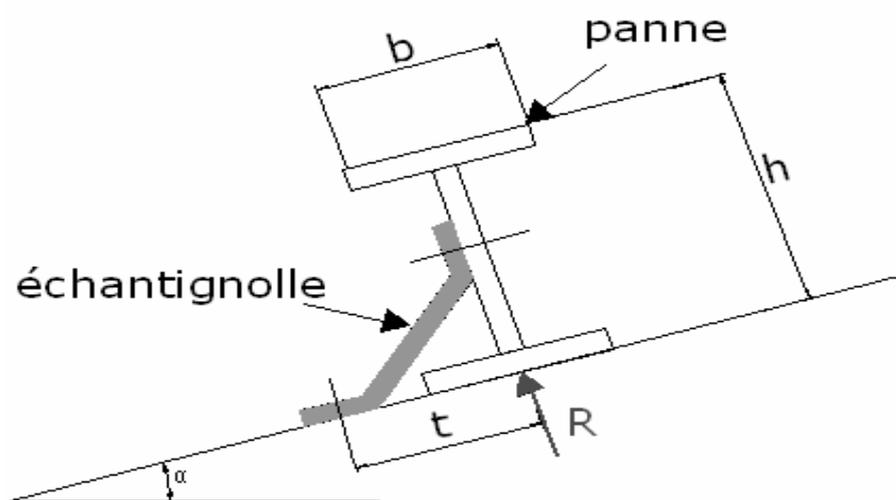
$$W_{\text{pl}} \geq 37.42 \text{ cm}^3$$

4.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle:

$$W_{\text{pl}} = \frac{a * e^2}{6} \Rightarrow e = 1.67 \text{ cm}$$

d'où pour les sections rectangulaire on prend: **e=2 cm**

Figure III.3: Disposition d'un échantignolle sur une panne.



III.5. Calcul des lisses de bardage:

5.1. Définition:

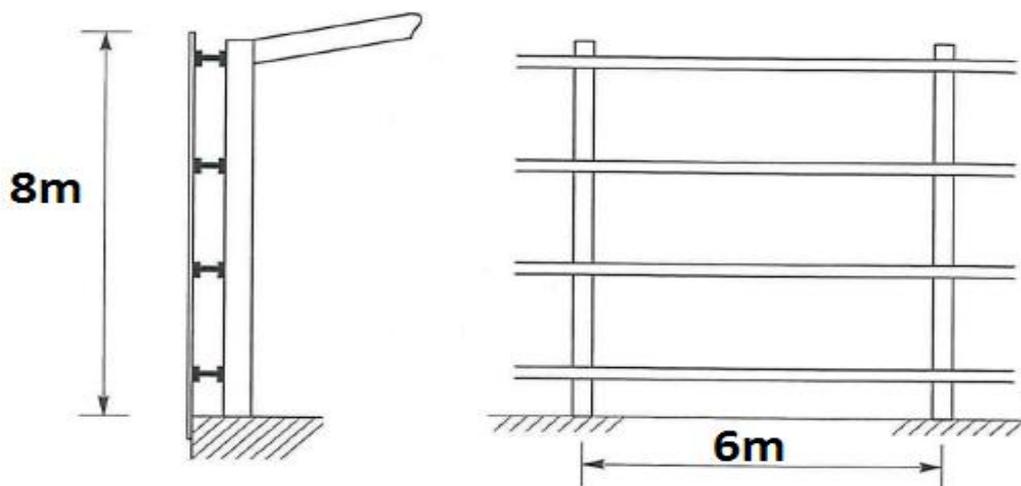
Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre-axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

5.2. Détermination des sollicitations:

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

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

Figure III.4: Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.



5.3. Sur log pan

Lisses de profil (UPN 140) avec un entraxe de 1.5m

Profilé	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
UPN140	140	65	5	9	12	98	14,5
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
	18,4	600	5,71	98,8	78,8	2,07	33,2

5.3.1 Evaluation des charges

- **Charges permanentes :**

- Poids propre de bardage +les accessoires : $G_1=170 \text{ N/m}^2$

-Poids propre de profil : $G_2= 160 \text{ N/ml}$

$$G = (G_1 * e + G_2) \rightarrow G = (170 * 1.5 + 160)$$

$$G = 432 \text{ N/ml}$$

- **Charges variables:**(charge du vent sur les parois verticales)

- **dépression:**

$$Q_w = W * e = -395.1975 * 1.50 = -632.316 \text{ N/m} \rightarrow Q_w = -632.316 \text{ N/m.}$$

- **Pression:**

$$Q_w = W * e = 671.303 * 1.50 = 1074.085 \text{ N/m} \rightarrow Q_w = 1074.085 \text{ N/m}$$

5.4. Combinaison des charges :

- **ELU**

$$\text{Suivant OY: } q_u = 1.35 * G = 1.35 * 432 \implies q_u = 583.2 \text{ N/m}$$

Suivant OZ:

- Dépression: $Q_{wu} = 1.5 * -632.316 \implies Q_{wu} = 948.474 \text{ N/m}$

- Pression : $Q_{wu} = 1.5 * 1074.085 \implies Q_{wu} = 1611.128 \text{ N/m}$

→ La plus défavorable est : $Q_{wz} = 1611.128 \text{ N/m}$

➤ **ELS:**

Suivant OY : $q_s = G = 432 \text{ N/m}$

Suivant OZ :

➤ Dépression: $\rightarrow Q_{ws} = -632.316 \text{ N/m}$

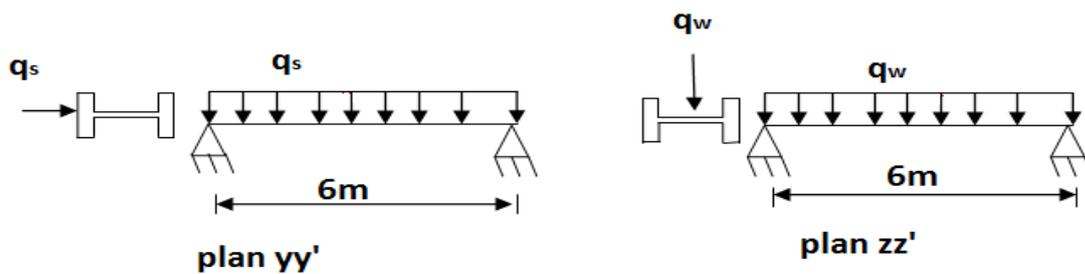
➤ Pression : $\rightarrow Q_{ws} = 1074.085 \text{ N/m}$

\rightarrow La plus défavorable est : $Q_{wz} = 1074.085 \text{ N/m}$

5.5. Calcul des flèches:

La flèche maximale $f_{\max} = L/200$

$\rightarrow f_{\max} = L/200 = 600/200 = 30 \text{ mm}$.



$$f_y = \frac{5 \times Q_{wz} \times l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200} = 30 \text{ mm}, I_y = 605 \text{ cm}^4$$

$$f_y = \frac{5 \times 1.074 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 605 \times 10^4} = 14.26 \text{ mm} \leq f_{\max} = 30 \text{ mm}. \text{ la flèche suivant le plan } zz' \text{ est vérifiée.}$$

$$\rightarrow f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{200} = 30 \text{ mm} \quad I_z = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.432 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 62.7 \times 10^4} = 55.37 \text{ mm} \geq 30 \text{ mm}. \text{ la flèche suivant le plan } yy' \text{ n'est pas vérifiée.}$$

Donc la flèche étant trop fort suivant l'axe Y, il faut disposer des suspentes (tirants) amportée, pour créer un appui intermédiaire.

Donc ce cas, la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis verticalement, et la flèche est notablement réduite à:

$$f_y = \frac{2.05}{384} * \frac{q * \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E * I} = \frac{2.05}{384} * \frac{0.432 * \left(\frac{6000}{2}\right)^4}{210000 * 62.7 * 10^4} = 1.41 \text{ mm} \text{ avec : } f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{200} = 15 \text{ mm}$$

c est vérifiée pour la lisse UPN140

5.6. Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)

pour cette vérification on utilise la condition suivante: $M_{y.sd} \quad M_{plz.rd}$

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.sd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1$$

Avec: $N_{sd}=0$

$$\text{et: } M_{y.sd} = Q_{wz} \frac{l^2}{8} = \frac{1611.128 \cdot 6^2}{8} = 7250.076 \text{ N/m}$$

$$M_{z.sd} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{583.2 \cdot \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 656.1 \text{ N/m}$$

- Détermination de la classe de profile: t_f
- **âme (fléchie):** $\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow$ Ame de classe 1
- **semelle:** $\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{60}{10} = 6 \leq 10\varepsilon = 10 \rightarrow$ semelle de classe 1

Donc: la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1$$

- Les résistances plastiques en section :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \cdot 23.5}{1} = 2420.5 \text{ N/m}$$

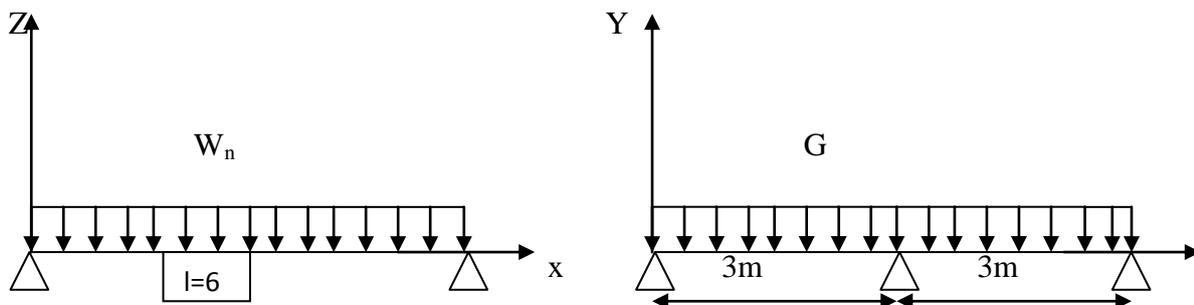
$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \cdot 23.5}{1} = 665.05 \text{ N/m}$$

et la condition sera :

$$\left(\frac{725.0076}{2420.5} \right) + \left(\frac{65.61}{665.05} \right) = 0.4 < 1 .$$

⇒ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.

Figure III.5: Répartition des charges sur les lisses (sens long pan).



5.7. Sur pignon :

Lisses de profil (UPN120) avec un entraxe de 1.5m.

5.7.1. Evaluation des charges:

- **Charges permanentes:**

- Poids propre de bardage +les accessoires : $G_1=170$ N/ml.

-Poids propre de profil: $G_2=133$ N/ml

$G=(G_1*e + G_2)=170*1.5+133=405$ N/ml.

- **Charges variables:** (charge du vent les parois verticales)

➤ dépression:

$Q_w = W *e = -711 *1.50 = -1137.6$ N/m → $Q_w = -1137.6$ N/m.

➤ Pression:

$Q_w = W*e = 651.75 *1.50 = 1042.8$ N/m → $Q_w = 1042.8$ N/m

5.7.2. Combinaison des charges :

➤ ELU

Suivant OY: $q_u = 1.35 *G = 1.35 *405 \implies q_u = 546.75$ N/m

Suivant OZ:

➤ Dépression: $Q_{wu} = 1.5 * -1137.6 \implies Q_{wu} = -1706.4$ N/m

➤ Pression : $Q_{wu} = 1.5 * 1042.8 \implies Q_{wu} = 1564.2$ N/m

→ La plus défavorable est : $Q_{wz} = 1706.4$ N/m

➤ ELS:

Suivant OY : $q_s = G = 405$ N/m

Suivant OZ :

➤ Dépression: → $Q_{ws} = -1137.6$ N/m

➤ Pression : → $Q_{ws} = 1042.8$ N/m

→ La plus défavorable est : $Q_{wz} = 1137.6$ N/m

5.7.3. Calcul des flèches:

La flèche maximale $f_{\max}=L/200$

$$\rightarrow f_{\max} = L/200 = 600/200 = 30\text{mm}$$

$$f_y = \frac{5 \times Q_{wz} \times l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200} = 30 \text{ mm}, I_y = 364 \text{ cm}^4$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 1.1376 \cdot 6000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 354 \cdot 10^4} = 25.82 \text{ mm} \leq f_{\max} = 30\text{mm}. \quad \text{la flèche suivant le plan } zz' \text{ est vérifiée.}$$

$$\rightarrow f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{200} = 30\text{mm} \quad I_z = 43.2\text{cm}^4$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 0.405 \cdot 6000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 43.2 \cdot 10^4} = 75.33\text{mm} \geq 30\text{mm}. \quad \text{la flèche suivant le plan } yy' \text{ n'est pas vérifiée.}$$

Donc la flèche étant trop fort suivant l'axe Y, il faut disposer des suspentes (tirants) amportée ,pour créer un appui intermédiaire.

Donc ce cas, la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis verticalement, et la flèche est notablement réduite à:

$$f_y = \frac{2.05}{384} * \frac{q * (\frac{l}{2})^4}{E * I} = \frac{2.05}{384} * \frac{0.405 * (\frac{6000}{2})^4}{210000 * 43.2 * 10^4} = 1.93\text{mm}. \quad \text{avec : } f_{\text{adm}} = \frac{l/2}{200} = 15\text{mm}.$$

⇒ La lisse UPN120 vérifie la flèche .

5.7.4. Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)

pour cette vérification on utilise la condition suivant: $M_{y.sd} \quad M_{plz.rd}$

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.sd}} \right) + \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right) \leq 1$$

Avec: $N_{sd}=0$

$$\text{et: } M_{y.sd} = Q_{wz} \frac{l^2}{8} = \frac{1706.4 \cdot 6^2}{8} = 7678.8 \text{ N/m}$$

$$M_{z.sd} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{546.75 \cdot (\frac{6}{2})^2}{8} = 615.09 \text{ N/m}$$

➤ Détermination de la classe de profile: t_f

- **âme (fléchie):** $\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\epsilon = 72 \rightarrow$ Ame de classe 1
- **semelle:** $\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{60}{10} = 6 \leq 10\epsilon = 10 \rightarrow$ semelle de classe 1

Donc: la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1$$

➤ Les résistances plastiques en section :

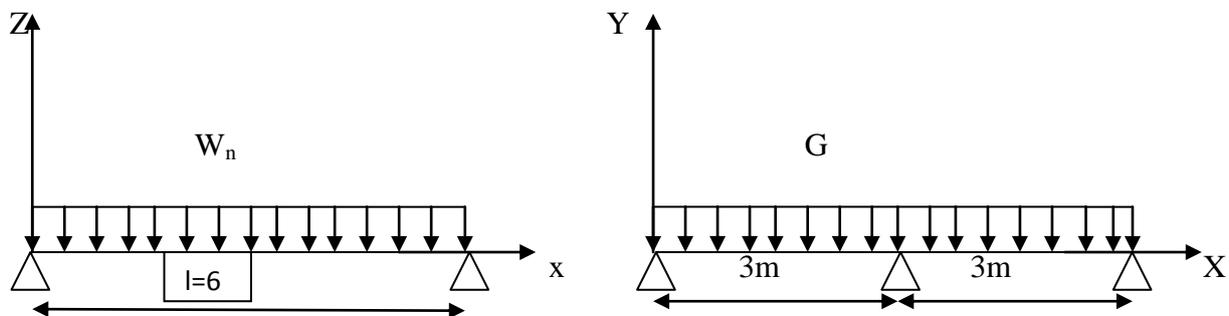
$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \cdot 23.5}{1} = 1706.1 \text{ N/m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.2 \cdot 23.5}{1} = 498.2 \text{ N/m}$$

et la condition sera :

$$\left(\frac{767.88}{1706.1} \right) + \left(\frac{61.509}{498.2} \right) = 0.574 < 1 . \text{ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.}$$

Figure III.6: Répartition des charges sur les lisses (sens pignon).



III.6. Les potelets :

6.1. Introduction:

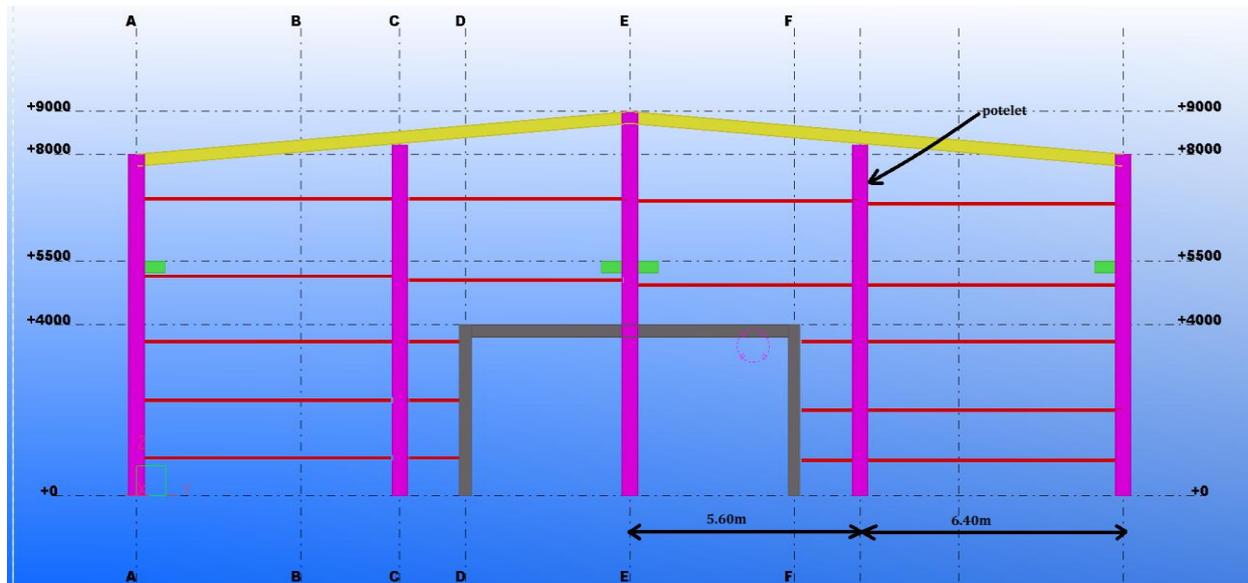
Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent, leur caractéristique varie en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

6.2. Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède potelet de longueur $L = 8.2\text{m}$
- Les potelets sont en acier S235
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- Les potelets sont articulés en tête et en pied.
- hauteur de potelets : $L = 8.2\text{m}$.
- poids propre d'une lisse: $G_l = 0.133 \text{ KN/m}$.
- poids du bardage : 0.17 KN/m^2 .
- Poids propre de potelets : $G = ? \text{ KN /m}$.

Figure III.7: Disposition des potelets.



6.3. Détermination de la section de potelet:

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est : $W_i = -771 \text{ N/m}^2$

$$Q_j = W_i \cdot d = 771 \cdot 6 = 4626 \text{ N/m} \quad \rightarrow \quad Q_j = 4626 \text{ N/m.}$$

La flèche max est : $f_y = \frac{5 \times Q_j \times l^4}{384 E I_y}$, et la flèche admissible: $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_y = \frac{5 \times Q_j \times l^4}{384 E I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} \quad \Leftrightarrow \quad I_y \geq \frac{1000 Q_j \cdot l^3}{384 E} = \frac{1000 \cdot 4.626 \cdot (8200)^3}{384 \cdot 210000}$$

$I_y \geq 3162.982 \text{ cm}^4$. \Rightarrow Donc le profile qui correspond est IPE240.

6.4. Evaluation des charges :

6.4.1. Les charges permanentes :

- poids propre bardage +accessoire $\rightarrow G_1 = 17 \text{ daN/m}^2$
- Poids des lisses courantes $\rightarrow G_2 = 5 \cdot 13.3 = 66.5 \text{ daN/m}$
- Poids propre de l'IPE240 $\rightarrow G_3 = 30.7 \text{ daN/ml}$

$$G = [(G_1 \cdot d) + G_2 + G_3] \cdot L = [(17 \cdot 6) + 66.5 + 30.7] \cdot 8.2$$

$$G = 1633.44 \text{ N}$$

6.4.2. Les charges variables :(vent)

$$Q_j = -462.6 \text{ daN/m} = -4.266 \text{ KN/m}$$

Combinaison des charges:

- ELU:

Suivant OZ: $q_{uz} = 1.5 * Q_j = 6939 \text{ N/m}$

- ELS:

Suivant OZ: $q_{uz} = Q_j = 4626 \text{ N/m}$

Calcul des moments:

-Suivant OZ: $M_{z.sd} = 0$

-Suivant OY: $M_{y.sd} = \frac{q_{uz} * l^2}{8} = 58322.3 \text{ N/m}$

Classe de section:

- **Semelle :**

$(c/t_f) \leq 10\varepsilon$ avec $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ donc: $\varepsilon = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} = \frac{\frac{120-6.2-2*15}{2}}{9.8} = 4.27 < 10$$

- **Ame (fléchie) :** $d/t_w \leq 72\varepsilon$

$$\frac{190.4}{6.2} = 30.66 < 72$$

Ame de classe 1, Section transversale de classe 1.

6.4.3. Vérification de la résistance (IPE240):

Selon l'EC3 on va vérifier:

5.6.1. Vérification de l'effort normal N_{sd} :

$$N_{sd} \leq N_{c.rd}$$

$N_{c.rd}$: la résistance de calcul à la compression de la section transversale

$$N_{c.rd} = N_{pl.rd} = A * f_y / \gamma_{m0}$$

$N_{pl.rd}$: la résistance plastique de calcul de la section brute.

A: surface de la section transversale.

$$N_{c.rd} = \frac{39.1 * 10^{-4} * 2.35 * 10^5}{1.1} = 835.32 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1.35 * 1633.44 = 22.05 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 22.05 \text{ KN} < N_{pl.rd} = 835.32 \text{ KN.} \quad \text{Vérifier.}$$

6.5. Vérification de moment fléchissant $M_{y.sd}$:

$$M_{y.sd} \leq M_{ypl.rd}$$

$$M_{ypl.rd} = W_{pl.y} * f_y / \gamma_{m0} = 366.6 * 10^3 * 235 / 1.1 = 78.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 58.322 \text{ KN.m} \leq M_{ypl,rd} = 78.32 \text{ KN.m.} \quad \text{Vérier.}$$

6.6. Vérification de flexion composée:

On appliquant la relation le critère suivant constitue une approximation qui place de coté de la sécurité:

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

$$\left(\frac{22.05}{835.32} \right) + \left(\frac{58.322}{78.32} \right) \leq 1$$

$0.77 < 1$ la résistance à la flexion composée est vérifiée.

6.7. Vérification au flambement:

Pour cette vérification on utilise la condition suivant:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- $N_{sd} = 22.05 \text{ KN}$
- $M_{y,sd} = 58.322 \text{ KN.m}$
- $M_{z,sd} = 0$
- $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

- Classe de la section (détermination de β_A)

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

classe en flexion seule \leq classe en flexion compression \leq classe en compression seule. Or d'après le tableau, l'IPE 240 est de classe 01 en flexion seule. Il est aussi de classe 01 en compression seule.

Donc $01 \leq$ classe en flexion compression $\leq 01 \implies$ l'IPE 240 de classe 01 en flexion compression $\implies \beta_A = 1$

6.7.1. Calcul de l'élanement réduit :

longueurs de flambement:

Autour de l'axe fort y'y (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $l_{ky} =$ hauteur totale du poteau = 8.2 m.

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire à l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Il ne pourra flamber que le long des tronçons séparés par les lisses de bardage (voir la figure précédente).

donc la longueur de flambement $l_{kz} =$ espacement entre les lisses de bardage = 1.60 m.

Pour l'IPE 240, les rayons de giration sont : $\lambda_{iy} = 9.97 \text{ cm}$ et $\lambda_{iz} = 2.69 \text{ cm}$.

Donc les élanements $\lambda_y = l_{ky} / i_y = 900 / 9.97 = 90.27$ et $\lambda_z = l_{kz} / i_z = 250 / 2.69 = 92.93$.

Acier S235, $\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5} = 1$ $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

Les élancements réduits sont :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{90,27}{93,9} \times 1 = 0,961$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{92,93}{93,9} \times 1 = 0,99$$

Donc: $\bar{\lambda}_{\max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,990 > 0,2$ Donc la vérification au flambement flexion est nécessaire

Choix des courbes de flambement : D'après le tableau précédent, pour l'IPE240, on a $h/b > 1,2$ et $t_f < 40$ mm, on aura :

flambement/ y'y : courbe (a) et $\Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,961 \Rightarrow \chi_y = 0,693$

flambement/ z'z : courbe (b) et $\Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,990 \Rightarrow \chi_z = 0,603$

$$\Rightarrow \chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = 0,603$$

Calculons le facteur d'amplification. $k_y = 1 - \frac{\mu \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_y \leq 1,5$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec: } \mu_y \leq 0,9, \quad \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 0,96 (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{367 - 324,3}{324,3} = -1,12 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1,12) \cdot 22,05}{0,693 \cdot 39,1 \cdot 23,5} = 1,042 \leq 1,5$$

$$\frac{22,05}{0,603 \times 39,1 \times 23,5 / 1,1} + \frac{1,042 \cdot 58,322 \cdot 10^2}{367 \cdot 23,5 / 1,1} = 0,82 \leq 1$$

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

CHAPITRE IV

ETUDE DE CHEMIN DE ROULEMENT

IV. Etude de chemin de roulement.

IV.1. Introduction

La manutention d'objets lourds dans une halle industrielle nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants il y a les ponts roulants bipoutres.

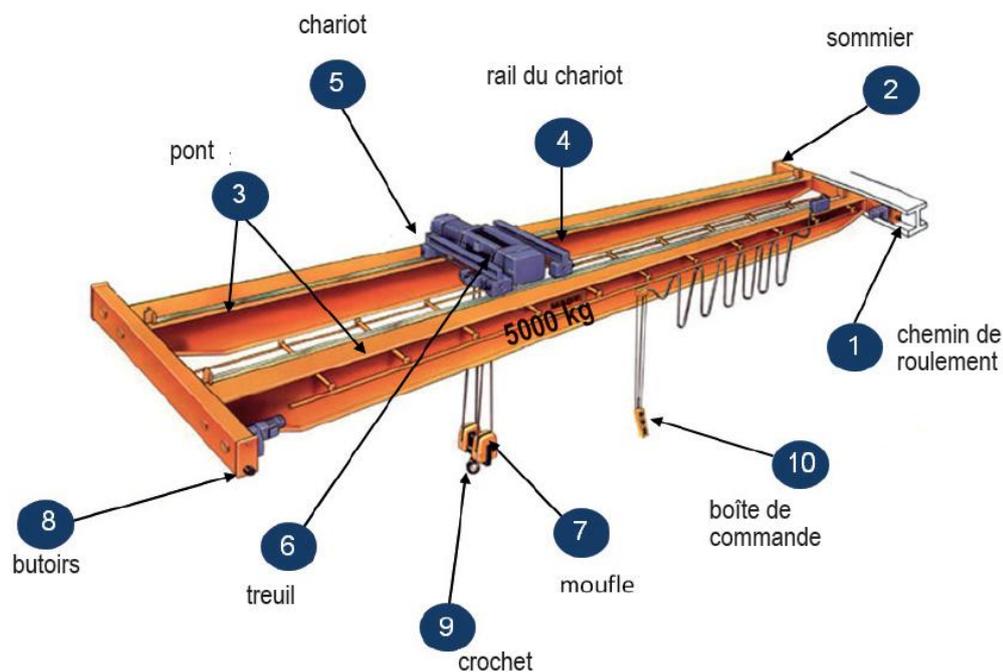
IV.2. Description du système pont roulant à bipoutre:

Le pont roulant est un mécanisme de levage des charges moyennes et importantes. Dans notre cas, il est composé de deux ponts roulants, chaque pont roulant a deux poutres principales (de portée de 12m) circulant sur le long d'une voie de roulement de 58.5m qui constituent les chemins de roulement pour un chariot de levage dont la capacité est de 5T. Le levage est assuré par un palan électrique à câble.

Les poutres principales s'appuient sur leurs extrémités sur le sommier du pont qui est constitué par 2 UAP avec ailes tournées vers l'extérieur et qui guident les galets du pont.

Les poutres de roulement sont des poutres de 6m de travée qui s'appuient sur des consoles soudées aux poteaux des portiques.

Figure IV.1. Schéma du pont roulant.



Tel que :

- La voie de roulement

La voie de roulement (chemin de roulement) est la structure porteuse de l'engin de levage, elle est constituée de deux poutres parallèles, avec un rail soudé dessus. Les dimensions de la poutre et du rail sont déterminées par la capacité de levage et la distance entre les points de support (consoles).

Le chemin de roulement est une partie essentielle d'un pont roulant et doit de la sorte être placé avec une grande précision.

- La poutre de roulement

La poutre de roulement est l'élément longitudinal porteur de la voie (profilé laminé). Le pont roulant standard circule sur la poutre de roulement, au contact d'un rail spécial. Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues, leurs appuis sont constitués par des corbeaux (console) fixes sur les poteaux du hall.

- Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement:
- Levage: mouvement vertical de la charge levée
- Direction: mouvement du chariot transversal.
- Translation: mouvement du pont roulant longitudinal.

IV.3. Avantage de pont roulant bipoutre:

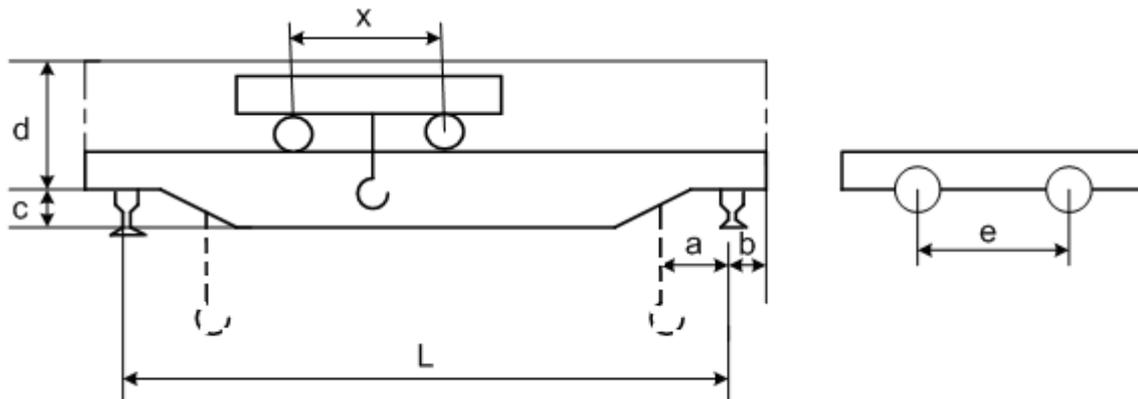
- Meilleure hauteur de levée.
- Meilleure stabilité.
- Rapidité et optimisation de la fabrication.
- Autorise de plus grande portée

IV.4. Caractéristique moyenne des ponts roulants courants

Parmi les données nécessaires au constructeur du pont roulant, il y a:

- **présentation:**

Figure IV.2. présentation de pont roulant.



La poutre principale du pont roulant supporte un chariot et une charge maximale de 5t, les caractéristiques du pont roulant sont groupées dans le tableau suivant:

Puissance N(t)	L(m)	e_{\min} (m)	b (m)	c (m)	a (m)
5	12	0.8	0.25	0.50	3

- **Charges et vitesses:**

Tableau .IV.1. charges et vitesses de pont roulant.

Puissance (t)	Portée (m)	Vitesses (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translate.	Pont	Chariot	Total
N	L				B	K	B+ K
5	12	7	30	90	9.5	3.5	13

R_{\min} et R_{\max} sont respectivement les réactions minimales et maximales sur un galet lorsque le chariot prend la position extrême sur la poutre roulante.

- **Classification des actions:**

Tableau .IV.2. Classification des actions

Actions variables		
Verticales	horizontales	Actions accidentelles
Poids propres (Q_c) Masse à lever (Q_h)	Forces d'entraînement Marche en crabes (H_s) Accélérations et décélération (H_{T3})	Forces de tamponnement (H_b)

IV.5. Effet dynamiques des ponts roulants:

La voie de roulement d'un pont roulant est soumise, en plus des actions des galets, à des effets dynamiques dont les causes sont suivant:

- Translation du pont roulant
- Accélération et freinage du pont roulant,
- Choc lors de levage et du balancement de la charge levée.

Ces effets sont pris en compte en majorant les charges verticales et les forces horizontales par un coefficient dynamique φ donné par le tableau suivant:

Tableau .IV.3. Coefficient dynamiques φ_i pour les charges verticales et horizontales

Coefficient d'amplification dynamique	Appliquer à	Valeurs des coefficients dynamiques
φ_1	Poids propres de l'appareil de levage	$\varphi_1=1.1$
φ_2	Masse à lever	$\varphi_2 = \varphi_{2.\min} + (\beta_2 * v_h)$

φ_4	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever	$\varphi_4=1$
φ_5	Forces d'entrainement (k)	$\varphi_5=1.5$

IV.6. Evaluation des charges:

6.1.Charges verticales:

Les charges qui sollicitent les poutres de roulement ont des valeurs qui varient selon la charges levée Q_{nom} , selon le poids propres du pont roulant et selon la position du chariot sur le pont roulant.

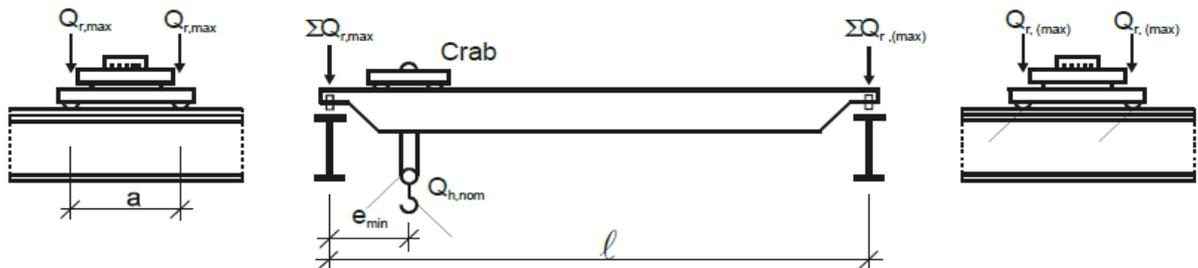
Les valeurs caractéristiques des charges variables $Q_{r,max}$ et $Q_{r,min}$ sont correspondent aux deux cas de charges suivant:

- Poids propre et charge nominale levée au crochet, chariot dans la position la plus proche de la poutre roulement considérée.
- poids propre et crochet non chargée, chariot dans la position la plus éloignée de la poutre roulement considérée.

On les calculer en utilisant comme cas de charge ceux donnée à la figure ci- dessous:

a) avec masse à lever $Q_h=50$ KN

Figure IV.3. La position du chariot au charge maximale.



Tel que :

$Q_{r,max}$ est la charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r,(max)}$ est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r,max}$ est la somme des charges maximales $Q_{r,max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_{r,(max)}$ est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r,(max)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$Q_{h,nom}$ est la masse à lever en charge.

Donc on a:

- $Q_h=50$ KN
- $L=12$ m
- $a=3$ m
- $e_{\min}=0.8$ m
- Masse à lever nominale : $Q_h=50$ KN
- Poids propre du pont: $Q_{c1}=38$ KN
- poids propre du chariot: $Q_{c2}=13.75$ KN
- Classe de levage :HC3 (appareille de levage d'atelier classe S₃)-(annexe B.ENTV 1991-5)
- Valeurs de β_2 et $\varphi_{2,\min}$

Tableau .V.4. Les valeurs de β_2 et $\varphi_{2,\min}$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC3	0.51	1.15

- $\varphi_1=1.1$
- $\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + (\beta_2 * v_h) \rightarrow 1.15 + (0.51 * 0.116) = 1.20$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,\max} &= \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 Q_h \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) \\ &= 1.1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{12-0.8}{12} \right) \right] + 1.20 * 50 \left(\frac{12-0.8}{12} \right) \\ \Sigma Q_{r,\max} &= 90.77 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(\max)} &= \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 Q_h \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \\ &= 1.1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{0.8}{12} \right) \right] + 1.20 * 50 \left(\frac{0.8}{12} \right) \end{aligned}$$

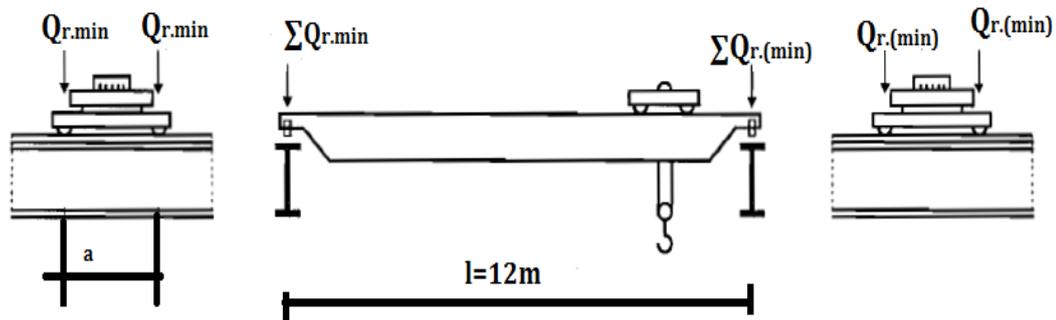
$$\Sigma Q_{r(\max)} = 25.86 \text{ KN}$$

$$Q_{r,\max} = \frac{\Sigma Q_{r,\max}}{2} = \frac{90.77}{2} = 45.39 \text{ KN}$$

$$Q_{r(\max)} = \frac{\Sigma Q_{r(\max)}}{2} = \frac{25.86}{2} = 12.93 \text{ KN}$$

b) Sans masse à lever $Q_{r.max}$

Figure IV.4. La position du chariot au charge minimale.

**Tel que:**

$Q_{r.min}$ est la charge maximale par galet de l'appareil de levage à vide.

$Q_{r.(min)}$ est la charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide.

$\sum Q_{r.min}$ est la somme des charges maximales $Q_{r.min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$\sum Q_{r.(min)}$ est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r.(min)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

Donc on a:

- $L=12m$
- $e_{min}=0.8m$
- Poids propre du pont: $Q_{c1}=38KN$
- Poids propre du chariot: $Q_{c2}=13.75KN$
- $\phi_1=1.1$

$$\sum Q_{r.(min)} = \phi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{12 - 0.8}{12} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r.(min)} = 34.97KN$$

$$\sum Q_{r.min} = \phi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{min}}{L} \right) \right] = 1.1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{0.8}{12} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r.min} = 21.9 KN$$

$$Q_{r.(min)} = \frac{\sum Q_{r.(min)}}{2} = \frac{34.97}{2} = 17.5KN$$

$$Q_{r.min} = \frac{\sum Q_{r.min}}{2} = \frac{21.9}{2} = 10.95 KN$$

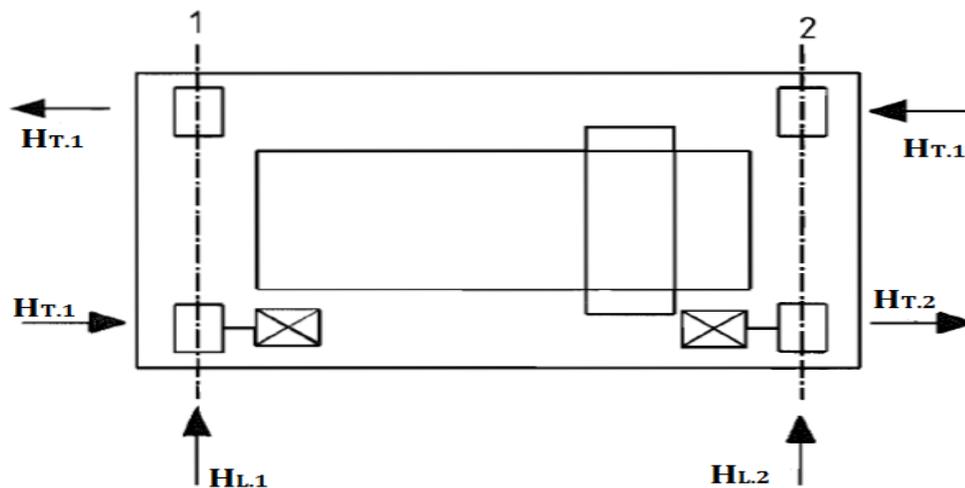
6.2. Force horizontales:

- **Introduction:**

Il convient de tenir compte des types suivants de forces horizontales induites par des ponts roulant :

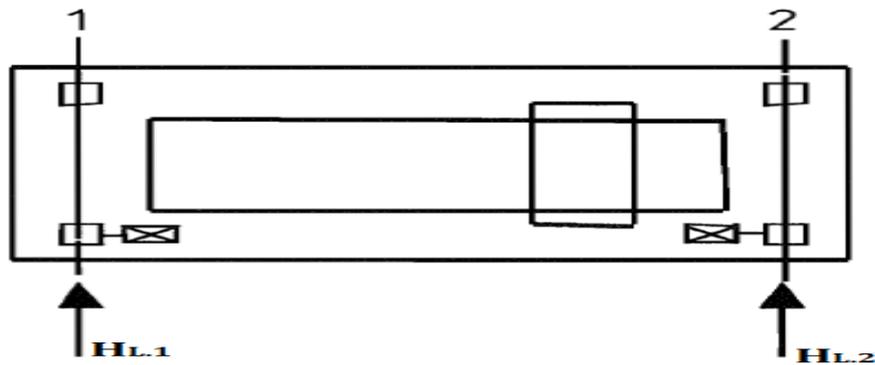
- a) Force horizontales longitudinales produites par les accélérations ou décélérations de l'appareil de levage lors de ses déplacements.
- b) Force horizontales transversales produites par les accélération ou décélération du chariot lors de ses déplacements sur la poutre du pont.
- c) Force horizontales produites par la marche en crabe de l'appareil de levage.
- d) Force de tamponnements liées aux déplacements de l'appareil de levage.
- e) Force de tamponnements liées aux déplacements du chariot.

Figure IV.5. Dispositions de charge induites par les forces horizontales longitudinales et transversales produit par les accélérations et décélérations.



6.3. Forces horizontales longitudinales (HL.1):

- **Les charges longitudinales $H_{L.1}$:** produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec la galet entraînée.

Figure IV.6. Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$ 

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées de la manière suivante :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \cdot \frac{K}{n_r}$$

Tel que :

- n_r : nombre de poutres de roulement $\Rightarrow n_r = 2$
- φ_5 : Coefficient d'amplification dynamique $\Rightarrow \varphi_5 = 1.5$ (lorsque un système d'entraînement)
- K : force d'entraînement.

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r,\min}^*$$

Tel que :

$\mu = 0.2$ (coefficient de frottement)

- $\varphi_4 = 1$

$$\sum Q_{r,\min} = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] = 1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{12 - 0.8}{12} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,\min} = 31.8 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,\min} = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] = 1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{0.8}{12} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,\min} = 19.91 \text{ KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2} = \frac{31.8}{2} = 15.9 \text{ KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2} = \frac{19.91}{2} = 9.96 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \text{Groupe 1.2 : } (\varphi_1) Q_{r,\min} = 10.95 \text{ KN} \\ \text{Groupe 4.5.6 : } (\varphi_4) Q_{r,\min} = 9.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma Q_{r.\max} = \varphi_4 \left[\frac{Qc1}{2} + Qc2 \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) + Qh \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r.\max} = 1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{12-0.8}{12} \right) + 50 \left(\frac{12-0.8}{12} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r.\max} = 78.28 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{r.(\max)} = \varphi_4 \left[\frac{Qc1}{2} + Qc2 \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) + Qh \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r.(\max)} = 1 \left[\frac{38}{2} + 13.75 \left(\frac{0.8}{12} \right) + 50 \left(\frac{0.8}{12} \right) \right]$$

$$\Sigma Q_{r.(\max)} = 23.21 \text{ KN}$$

$$Q_{r.\max} = \frac{\Sigma Q_{r.\max}}{2} = \frac{78.24}{2} = 39.12 \text{ KN}$$

$$Q_{r.(\max)} = \frac{\Sigma Q_{r.(\max)}}{2} = \frac{23.21}{2} = 11.605 \text{ KN}$$

$$Q_{r.\min}^* = m_w * Q_{r.\min}$$

$m_w = 2$ (nombre des systèmes d'entraînement a un seul galet)

$$Q_{r.\min} = 9.96 \text{ KN}$$

Donc:

$$Q_{r.\min}^* = m_w * Q_{r.\min} = 2 * 9.96 = 19.92 \text{ KN}$$

Et

$$K = \mu \Sigma Q_{r.\min}^* = 0.2 * 25.9 = 3.984 \text{ KN}$$

D'où:

$$H_{L.1} = H_{L.2} = \varphi_5 * \frac{K}{nr}$$

$$= 2 * \frac{3.984}{2} \implies H_{L.1} = H_{L.2} = 3.984 \text{ KN}$$

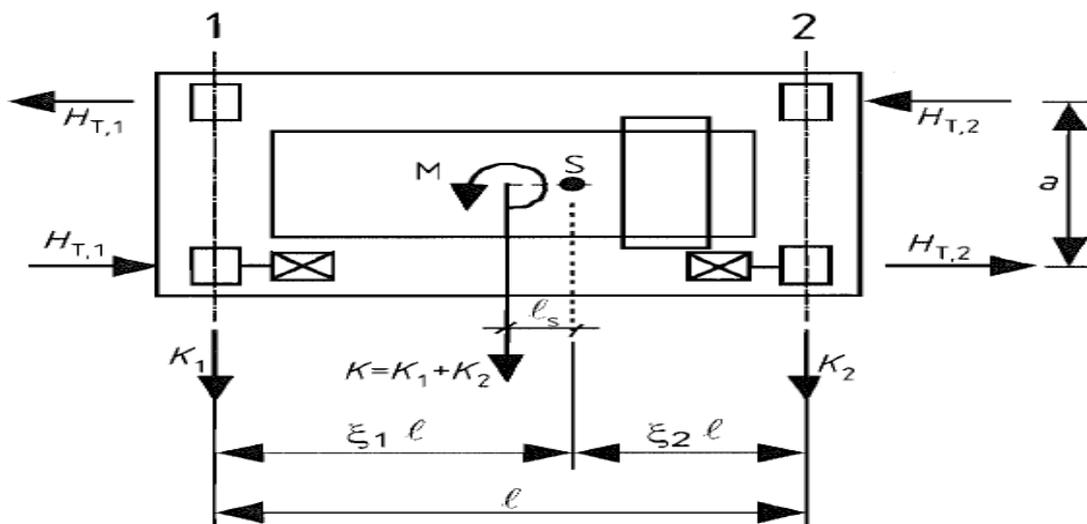
6.4. Forces horizontales transversales (H_{Ti}):

Ces forces qui sont transmises par les galets du pont roulant à la poutre de roulement, ont pour cause:

- Le freinage du chariot.
- Le levage oblique de levage.
- Les irrégularités de la voie de roulement.

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée (équilibrée) par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$

Figure IV.7. Charges horizontales transversales $H_{T,1}$



Les charges horizontales peuvent être obtenues de la façon suivant:

$$H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * \frac{M}{a}$$

Tel que:

- $a=3m$
- $\xi_2 = 1 - \xi_1$ et $\xi_1 = \frac{\sum Q_r \cdot \max}{\sum Q_r}$

$$\sum Q_r = \sum Q_r \cdot \max + \sum Q_r \cdot (\max)$$

$$\sum Q_r = 90.56 + 25.84 = 116.4 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \xi_1 = \frac{\sum Q_r \cdot \max}{\sum Q_r} = \frac{90.56}{116.4} = 0.78$$

$$\Rightarrow \xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.85 = 0.22$$

- $M = K * L_s$
 $M = K * (\xi_1 - 0.5) \cdot L$

$$M = 3.984 * (0.78 - 0.5) \cdot 12 \Rightarrow M = 13.39 \text{ KN.m}$$

D'où:

- $H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * \frac{M}{a} = 2 * 0.22 * \frac{13.39}{3} \Rightarrow H_{T,1} = 5.892 \text{ KN.}$

- $H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * \frac{M}{a} = 2 * 0.78 * \frac{7.14}{3} \Rightarrow H_{T,2} = 6.963 \text{ KN.}$

6.5. Force horizontale de tamponnement $H_{B,2}$ liées au déplacement du chariot :

La charge horizontale tamponnement H_{T3} liées au déplacement du chariot peut être prise égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot, à condition que la charge utile soit libre de se balancer.

$$H_{T,2} = 10\%(Q_{c2} + Q_h)$$

$$H_{T,2} = 10\%(13.75 + 50) \rightarrow H_{T3} = 6.375 \text{ KN.}$$

6.6. Force longitudinales ($H_{L,i}$) et forces transversales ($H_{T,i}$) dues à la marche en crabe de l'appareil de levage:

➤ Forces de guidage

$$S = f * \lambda_{s,j} * \sum Q_r$$

$$f = 0.3 * (1 - \exp(-250 * \alpha))$$

$$H_{s,1,j,l} = f * \lambda_{s,1,j,l} * \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,l} = f * \lambda_{s,2,j,l} * \sum Q_r$$

$$H_{s,1,j,T} = f * \lambda_{s,1,j,T} * \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,T} = f * \lambda_{s,2,j,T} * \sum Q_r$$

l'angle α est déterminé en fonction de:

- l'espace entre le dispositif de guidage et de rail (X).
- une variation dimensionnelle (raisonnable)
- l'usure des galets et des rails (y)

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad}$$

Tableau IV.5. Tableau de définition de α_f , α_v , α_0

Angles α_i	Valeurs minimales de α_i
$\alpha_f = \frac{0.75X}{a_{ext}}$	$0.75x \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets de guidage
$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0.10b$ en mm pour des flasques de galets porteurs
α_0	$\alpha_0 = 0.001$

Où:

a_{ext} : est la distance longitudinale entre les dispositifs de guidage extérieur ou les flasques de galets porteurs sur les rails de guidage.

b : est la largeur de la tête du rail.

X : est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral).

y : est l'usure du rail et le dispositif de guidage.

α_0 : est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets.

Donc:

$$\alpha_F = \frac{0.75X}{a_{ext}} = \alpha_F = \frac{10}{3000} = 0.003 \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}} = \frac{0.1 \cdot 55}{3000} = 0.02 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0.001$$

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 = 0.003 + 0.002 + 0.001 = 0.006$$

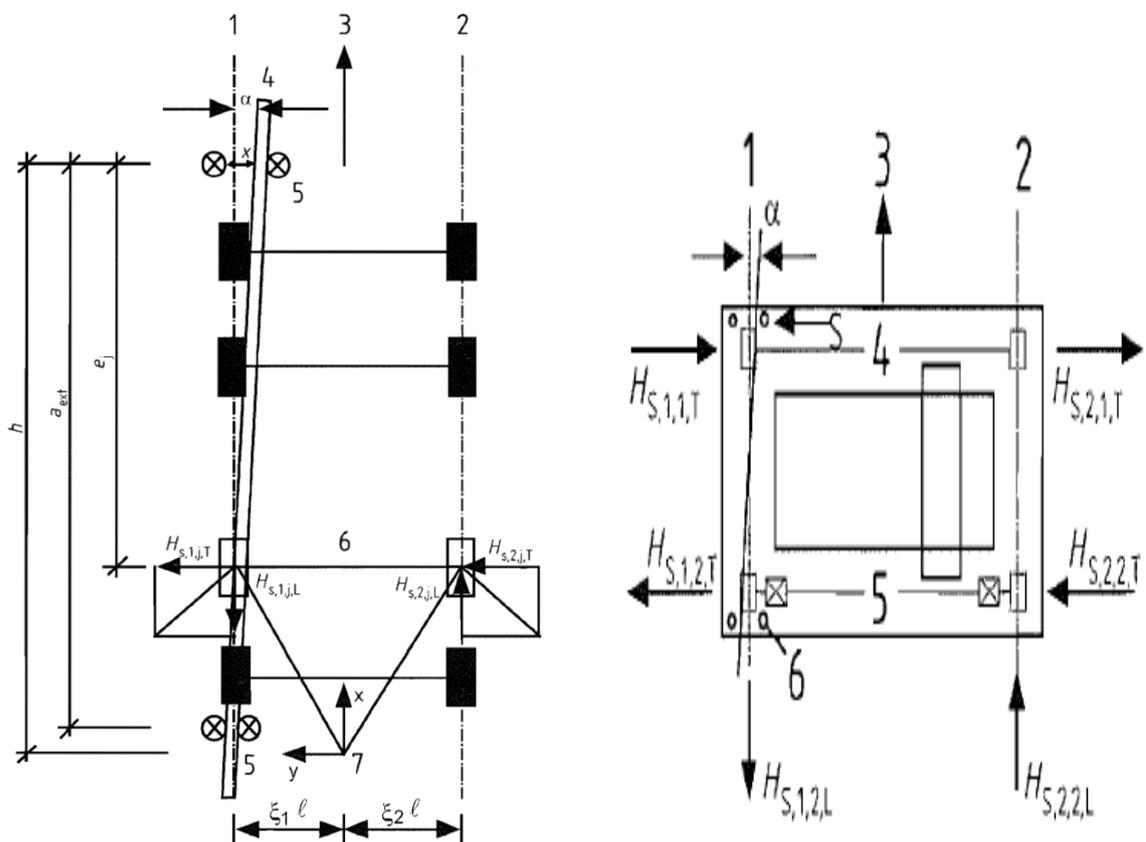
$$\alpha = 0.006 \leq 0.015 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f = 0.3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot \alpha))$$

$$f = 0.3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot 0.006)) = 0.23$$

$$f = 0.23 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Figure V.8. système de guidage assure par les flasques de galets



➤ Distance h

Tableau IV.6. détermination de la distance h.

fixation des galets vis à vis des mouvements latéraux	combinaison des paires de galets		h
	couplés (c)	indépendants (i)	
Fixe /Fixe FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$

Ou

h: est la distance entre le centre instantané de rotationnel le dispositif de guidage concerné.

m: est le nombre de paires de galets coupés (m=0 pour des paires de galets indépendants).

$\xi_1 l$: est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

$\xi_2 l$: est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

l : est la portée de l'appareil.

e_1 :est la distance entre la paire de galets j et le dispositif de guidage concerné.

$$h = \frac{m * \xi_1 * \xi_2 * l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

$e_1 = 0$ (1 axe confondes ?).....?

$e_2 = 3.00m$

$m = 0$ (pour des paires de galets indépendants)

$$h = \frac{m * \xi_1 * \xi_2 * l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{0 + 3^2}{3} = 3.00m$$

6.6.1. Coefficient de force λ :

Tableau .V.7. Définition des valeurs $\lambda_{s,i,j}$

Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,l}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,l}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$

Où:

n:est le nombre de paire de galets

h:est la distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage concerné.

$\xi_1 l$: est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

$\xi_2 l$: est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

$\lambda_{s,1,j,l} = 0;$ $\lambda_{s,1,1,T} = 0.12 ;$

$\lambda_s = \lambda_{s,1} = \lambda_{s,2} = 0.5 ;$ $\lambda_{s,2,L} = 0 ;$

$\lambda_{s,2,1,T} = 0.39 ;$ $\lambda_{s,2,2,T} = 0 ;$

$\lambda_{s,1,2,T} = 0 ;$

Forces longitudinales ($H_{L,i}$) et forces transversales ($H_{T,i}$)

$$H_{s,1,j,l} = f * \lambda_{s,1,j,L} * \sum Q_r = 0$$

$$H_{s,2,j,l} = f * \lambda_{s,2,j,L} * \sum Q_r = 0$$

$$H_{s,1,j,T} = f * \lambda_{s,1,j,T} * \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,T} = f * \lambda_{s,2,j,T} * \sum Q_r$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = 0.12 \implies H_{s,1,1,T} = f * \lambda_{s,1,1,T} * \sum Q_r = 0.23 * 0.12 * 116.44$$

$$H_{s,1,1,T} = 3.214 \text{ KN}$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = 0.39 \implies H_{s,2,1,T} = f * \lambda_{s,2,1,T} * \sum Q_r = 0.23 * 116.44 * 0.39$$

$$H_{s,2,1,T} = 10.44 \text{ KN}$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = 0 \implies H_{s,2,2,T} = 0 \text{ KN}$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = 0 \implies H_{s,1,2,T} = 0 \text{ KN}$$

$$S = f * \lambda_{s,j} * \sum Q_r \implies S = 0.23 * 0.5 * 116.44$$

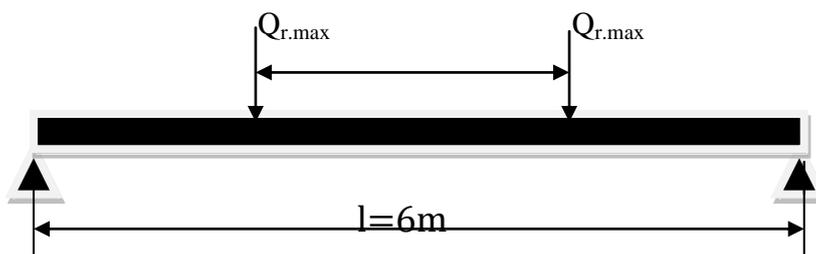
$$\implies S = 13.391 \text{ KN}$$

IV.7. Pré -dimensionnement de la poutre de roulement:

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu de la poutre.

- Travée de $l=6\text{m}$ (sur deux appuis simple)
- Distance entre galets $a=3\text{m}$.

Figure IV.9. Disposition des réactions des galets sur la PDR.



La flèche admissible : $\delta_{adm} = \frac{l}{600} = 1 \text{ cm}$ La flèche maximale: δ_v

Avec: $\delta_v \leq \delta_{adm}$

$$\delta_v = \frac{Q_{rmax} * (L)^3 * \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a^3}{L^3}\right)}{24EI_y} \leq \frac{L}{600} \implies I_y \geq \frac{Q_{rmax} * a * (3L^2 - 4a^2) * 600}{24EL}$$

$$I_y \geq 19690.7143 \text{ cm}^4.$$

on adopte profilé HEA320 dont les caractéristiques sont les suivants:

Tableau IV.8.Caractéristiques de profilé HEA320

HEA 320	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ely} cm ³	W_{elz} cm ³	t_f mm	A cm	P Kg/m	h mm	b mm	t_w mm
	27693.1	7436.3	1678.4	495.8	16.5	133.5	104.8	330	300	9.5

7.1.Choix du rail:

Pour ponts roulants et engins de levage, on choisit des **rail A55**.

Tableau IV.9.Caractéristiques de profilé rail A55.

h_r (mm)	P (kg/m)	I_y cm ⁴	A (cm ²)	W_{ely} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{elz} (cm ³)
65	31.8	178	40.5	68.5	337	44.9

7.2. Les charges totales supportant par la PDR:

Poids propre de la PDR: HEA320 $G_{pdr} = 104.8 \text{ dan/m}$

Poids du rail A55 $G_r = 31.8 \text{ dan/m}$

Dévers $G_1 = 10\% G_{pdr}$ du profil HEA320 $= \frac{10 \cdot 97.6}{100} = 9.76 \text{ dan/m}$

$G_{tot} = G_{pdr} + G_r + G_1 = 9.76 + 31.8 + 104.8$

$G_{tot} = 146.36 \text{ dan/m}$

7.3. Vérification aux états limites de services :

La vérification de la flèche est faite suivant les deux direction verticales et horizontales .

7.3.1. Vérification de la flèche verticale pour HEA320:

a. Charge répartie :

$$f_{1\max} = \frac{5 \cdot G_{tot} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 146.36 \cdot 10^{-3} \cdot (6000)^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 27693.1 \cdot 10^4} \rightarrow f_{1\max} = 0.42 \text{ mm} .$$

B) Charge roulante: $Q_{r.\max} I_y$

$$f_{2\max} = \frac{Q_{r\max} \cdot (L)^3}{24E I_y} \cdot \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a^3}{L^3} \right)$$

$$f_{2\max} = \frac{Q_{r\max} \cdot a}{24E I_y} \cdot (3L^2 - 4a^2) = \frac{45.28 \cdot 10^3 \cdot 3000}{24 \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 22928.6 \cdot 10^4} \cdot (3(6000)^2 - 4(3000)^2)$$

$$f_{2\max} = 7 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{1\max} + f_{2\max} = 0.42 + 7.41 = 7.83 \leq f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

7.3.2. Vérification de la flèche horizontales pour la PDR: ($H_{s,2,1,T} = 9.203 \text{ KN}$)

$$f_{\max} = \frac{H_{s,2,1,T} * (L)^3}{48EI_{z.s}} \quad I_{z.s} = \frac{t * b^3}{12} = \frac{16.5 * (300)^3}{12} = 3712.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{10.44 * 10^3 * (6000)^3}{48 * 21 * 10^4 * 3712.5 * 10^4} = 6.026 \text{ mm.}$$

7.4. Vérification aux état limites ultime de la poutre de roulement:

7.4.1. Vérification sous charge verticale:

7.4.1.1. Vérification à l'état limite ultime (flexion):

Il faut vérifier que : $M_{ysd} < M_{crd}$

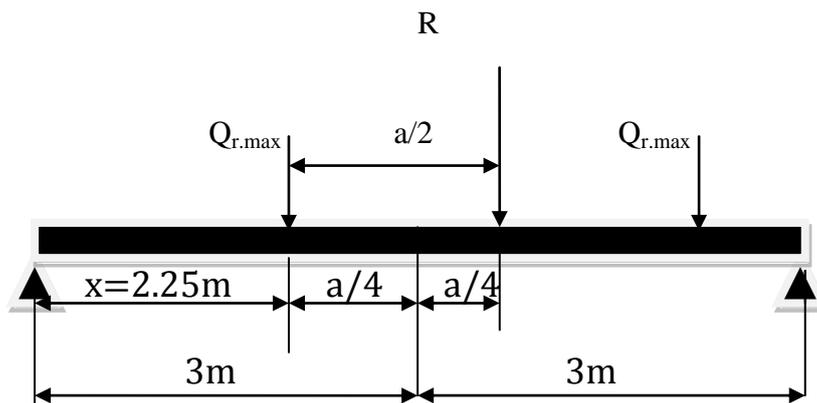
$$M_{crd} = W_{ely} * f_y / \gamma_{M0} = 1678.4 * 10^3 * 235 / 1.1 = 358.140 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = 358.14 \text{ KN.m.}$$

7.4.1.2. Moment maximales dû à ($Q_{r,max}$):

D'après le théorème de **BARRE** qui s'énonce que: le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Figure IV.10. Disposition des charges des galets sur la PDR.



-Les réactions des appuis:

$$R_A * L = R * \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right] \quad \text{avec } R \text{ est résultante: } R = 2 * Q_{r,max}$$

$$R_A = \frac{2 \cdot Q_{r,max}}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right]$$

Le moment fléchissant maximal

$$M_{f1,max} = R_A \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right] = \frac{2 \cdot Q_{r,max}}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right] \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right]$$

$$M_{f1,max} = \frac{2}{L} \cdot Q_{r,max} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right)^2 \quad \text{avec:} \begin{cases} L = 6\text{m} \\ a = 3\text{m} \\ Q_{r,max} = 45.28\text{ KN} \end{cases}$$

D'où $M_{f1,max} = 76.41\text{ KN.m}$

7.4.1.3. Moment maximal dû au poids propre (PDR+RAIL):

$$G_{Total} = 1146.36\text{ dan/m}$$

$$M_{f2,Max} = \frac{G_{Total} \cdot l^2}{8} = \frac{1146.36 \cdot 6^2}{8} = 658.62\text{ daN.m}$$

➤ **Le moment Max pondéré soit:**

$$M_{fv,Max} = 1.5 \cdot M_{f1,max} + 1.35 \cdot M_{f2,Max}$$

$$M_{fv,Max} = 1.5 \cdot 7641 + 1.35 \cdot 658.62 = 12350.637\text{ dan.m}$$

$$M_{y,sd} = 123.51\text{ KN.m}$$

Alors : $M_{y,sd} = 123.51\text{ KN.m} < M_{crd} = 358.14\text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{OK.}$

7.4.1.4. Vérification de l'effort tranchant:

La résistance ultime au cisaillement est donnée par:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec: } A_{v,s} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 4497.75\text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 554.77\text{ KN}$$

On calcul $V_{sd,ult}$:

$$\begin{aligned} \text{On à : } V_{sd1,max} &= Q_{r,max} + \frac{Q_{r,max} \cdot 2}{L} ; \\ V_{sd1,max} &= 45.28 + \frac{45.28 \cdot 2}{6} \\ V_{sd1,max} &= \mathbf{60.37\text{ KN.}} \end{aligned}$$

$$V_{sd2,max} = \frac{G_{tot} \cdot 6}{2} = 4.39\text{KN}$$

D'où : $V_{sd,ult} = 1.5 \cdot V_{sd1} + 1.35 \cdot V_{sd2}$

$$=1.5*60.37+1.35*4.39$$

$$V_{sd,ult} = 96.48 \text{ KN}$$

Donc: $V_{sd,ult} = 96.48 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 554.77 \dots\dots\dots \text{ok}$

7.4.2. Vérification sous charge horizontale:

7.4.2.1. Vérification à l'état limite ultime(flexion)

Il faut vérifier que : $M_{z,sd} < M_{crd}$

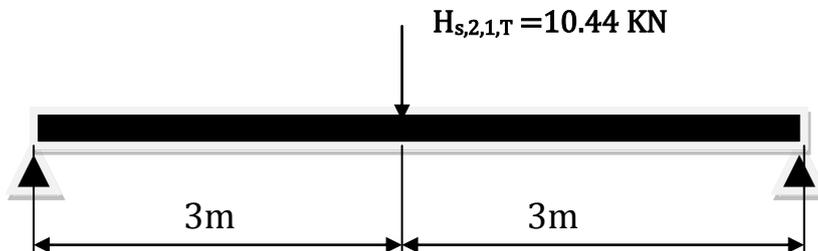
$$M_{crd} = M_{elz,rd} = w_{elz} * f_y / \gamma_{m0} = 247.5 * 10^3 * 235 / 1.1 = 52.88 \text{ KN.m}$$

(tel que : $w_{elz} = \frac{I_{s,z}}{V_z} = \frac{3712.5 * 10^4}{150} = 247.5 \text{ cm}^3$)

$$M_{crd} = 52.88 \text{ KN.m}$$

- Moment maximal dû à ($H_{s,2,1,T}$) $H_{s,2,1,T} = 10.44 \text{ KN}$

Figure V.11. Disposition de la charge horizontale .



$$M_{max} = \frac{H_{s,2,1,T} * L}{2} = \frac{10.44 * 6}{2} = 31.32 \text{ Kn.m}$$

D'où: $M_{sd} = 31.32 \text{ Kn.m} < M_{crd} = 52.88 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{OK.}$

7.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant:

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_{v,z} = b * t_f = 300 * 15.5 = 4950 \text{ mm}^2$$

Donc: $V_{pl,Rd} = 610.55 \text{ KN}$

On calcul $V_{sd,ult}$

$$\text{On à : } V_{sd1,max} = H_{S,2,1,T} + \frac{HS,2,1,T \times (L-a)}{L} = 10.44 + \frac{10.44 \times (6-3)}{6} \times 2.25 = 22.185 \text{ KN}$$

Et

$$V_{sd2,max} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = \frac{1.464 \times 6}{2} = 4.392 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } V_{sd,ult} = 1.5 \times V_1 + 1.35 \times V_2 \\ = 1.5 \times 22.185 + 1.35 \times 4.392$$

$$V_{sd,ult} = 39.21 \text{ KN}$$

Donc: $V_{sd,ult} = 39.21 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 610.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$

7.4.2.3. Vérification sous charge horizontale et verticale (flexion bi axiale):

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ely,rd}} \right)^2 + \frac{M_{sdz}}{M_{elz,rd}} \leq 1$$

$$\left(\frac{123.51}{358.14} \right)^2 + \left(\frac{31.32}{52.88} \right) = 0.119 + 0.59 = 0.71 < 1$$

D'où la flexion bi-axiale provoquée par les actions verticales et les actions horizontales latérales est vérifiée.

7.4.3. Résistance de l'âme aux charges des galets:

7.4.3.1. La résistance à l'écrasement (EURCOOD 3 page 203).

$$\text{On a : } R_{yr,d} = S_y \times t_w \times f_{yw} / \gamma_{m1}$$

$$S_y = 2(h_R + t_f) [1 - (\gamma_{M0} \times \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5}$$

h_R : la hauteur de rail = 65mm

t_f = 17.5mm

Avec $\sigma_{f,Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{ysd}}{W_{ely}} = \frac{123510 \times 10^3}{1678.4 \times 10^3} = 7.36 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2(65 + 17.5) [1 - (1.1 \times 7.36 / 235)^2]^{0.5} = 164.94$$

$$R_{yr,d} = 158.90 \times 10 \times 235 / 1.1$$

$$R_{yr,d} = 352.29 \text{ KN}$$

D'où:

$$R_{yr,d} = 35229 \text{ daN} \geq M_{ysd} = 12351 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

7.4.3.2. La résistance à l'enfoncement local:

$$R_{a,rd} = 0.5 t_w^2 [E f_{yw}]^{0.5} [(t_f / t_w)^{0.5} + 3(t_w / t_f)(S_s / d)] / \gamma_{m1}$$

$$R_{a,rd} = 0.510^2 [21.10^4]^{0.5} [(17.5 / 10)^{0.5} + 3(10 / 17.5)(53 / 261)] / 1.1$$

Avec : $S_s = 53 \text{ mm}$

Donc: $R_{a,rd} = 53006.48 \text{ daN.}$

$$\text{On à : } M_{sd} = \frac{R \times L^2}{8} = \frac{4528 \times 6^2}{8} = 20376 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{cRd} = M_{pl,Rd} = W_{el} * f_y / \gamma_{m0} = 35856.72 \text{ daN.m}$$

Donc:

$$F_{sd} = 1.35 * Q_{r,max} = 6112.8 \text{ daN}$$

$$1) F_{sd} = 6112.8 \text{ daN} < R_{ard} = 53006.48 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$2) M_{sd} = 20375 \text{ daN.m} < M_{cRd} = 35856.72 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$3) \frac{F_{sd}}{R_{ard}} + \frac{M_{sd}}{M_{cRd}} = \frac{6112.8}{53006.48} + \frac{20375}{35856.72} = 0.68 < 1.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

7.4.3.3. Résistance au voilement: (EC3 page 187)

Il faut vérifier que si : $\frac{d}{t_w} > 69\epsilon$ (risque de voilement)

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

$$\text{D'où : } \frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.6 < 69\epsilon = 69 * 1 = 69$$

$$\frac{d}{t_w} = 26.6 < 69\epsilon = 69 \dots\dots\dots \text{OK}$$

→ Pas de risque de voilement.

7.4.3.4. Résistance au Déversement:

Le moment résistant de déversement est donnée par:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ section de classe I

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement obtenue par le tableau 5.5.2 EC3

$$\text{Avec : } \bar{\lambda} = \bar{\lambda} \text{ et } \chi = \chi_{lt}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(K L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k l)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 Z_g)^2 - C_2 Z_g \right]$$

$$C_1 = 1.46 \quad C_2 = 0.43, \quad K = 1 \quad K_w = 1 \quad Z_g = Z_a - Z_s = \frac{h}{2} - 0 = 175 \text{ mm}, \quad l = 6 \text{ m}$$

$$I_w = \frac{h^2 s^2 I_z}{4} = \frac{7886.8 \cdot 35^2}{4} = 241533.5 \text{ cm}^6$$

$$G=81000 \text{ N/mm}^2, I_w=241533.5 \text{ cm}^6$$

Avec Z_g est la distance de point d'application de la charge au centre de cisaillement λ_{LT}
 $M_{cr}=53440.66 \text{ daN.m}$.

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = 0.91$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.98$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]} = 0.74$$

$$M_{b,rd} = 29891.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,rd} = 29891.82 \text{ daN.m} \geq M_{y,sd} = 12351 \text{ daN.m}$$

.....OK

IV.8. La fatigue :

8.1. Exigence relative à l'évaluation de la fatigue:

(1) Il convient d'effectuer une évaluation à la fatigue conforme à l'EN 1993-1-9 pour toutes les zones critiques.

(2) Il n'est pas nécessaire d'effectuer une évaluation à la fatigue pour les chemins de roulement si le nombre de cycles à plus de 50 % de la pleine charge utile n'excède pas C_0 .

NOTE La valeur numérique de C_0 peut être définie dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 10^4 .

(3) Une évaluation à la fatigue n'est généralement requise que pour les composants du chemin de roulement qui sont soumis à des variations de contrainte dues aux charges verticales de pont roulant.

NOTE Les variations de contrainte par rapport aux charges de pont roulant horizontales sont généralement négligeables.

Toutefois, dans certains cas, les dispositifs d'appui horizontaux peuvent être soumis à une fatigue provoquée par les charges de pont roulant latérales. De même, pour certains types de chemins de roulement et de fonctionnement du pont roulant, la fatigue peut être le résultat d'actions d'accélération et de freinage multiples.

8.2. Vérification à la fatigue :

On doit vérifier la condition de [l'EC3 P9 :(8.3)] :

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0$$

Avec :

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \dots\dots\dots (\text{EC3-P9 : 8(2)})$$

$$\dots\dots\dots (\text{EC3-P6 : 9.4.1(4)})$$

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \cdot \Phi_{fat} \cdot \Delta \sigma_P \dots\dots\dots (\text{EC3-P6 : 9.3(1)})$$

$$\dots\dots\dots (\text{EC3-P9 : Tableau 3.1})$$

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

Les valeurs λ peuvent être prises dans le (Tableau 2.12 de l'EC1 P3) selon la classification de l'appareil de levage, notre cas le pont roulant est classifié dans la classe S₃.

$\lambda = 0.397$ pour les contraintes normales

$\lambda = 0.575$ pour les contraintes de cisaillement

Le coefficient d'impact dynamique équivalent de détérioration φ_{fat} dans des conditions normales peut être pris

Égal à : $\varphi_{fat}=1.1$ (EC1-P3 :2.12.1(7))

(4) La charge de fatigue peut être spécifiée comme suit :

$$Q_{ei} = \varphi_{fat} \times \lambda_i \times Q_{max,i} \dots \quad (EC1-P3: (2.16))$$

où :

$Q_{max,i}$ est la valeur maximale de la charge caractéristique verticale du galet i ;

- Pour contraintes normal
 $Q_{ei} = 1.1 \times 0.397 \times 45.28 = 19.77 \text{KN}$
- Pour contraintes de cisaillement
 $Q_{ei} = 1.1 \times 0.575 \times 45.28 = 28.64 \text{KN}$

8.3. Verification de section transversal:

a) le moment sollicitant sous G_{tot} :

$$M_{y,G} = \frac{G_{tot} \times l^2}{8} = \frac{146.36 \times 6^2}{8} = 6.59 \text{KN.m}$$

b) moment max et min sollicitant sous la charge roulant :

$$M_{y,max} = \frac{PL}{4} \rightarrow M_{y,max} = \frac{45.28 \times 6}{4} = 67.92 \text{KN.m}$$

$$M_{y,min} = 0 \text{KN.m}$$

8.3.1. Contrainte normal à la semelle supérieure :

Catégorie de détail 80mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y,max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{67.92 + 6.59}{1678.6} = 4.44 \text{KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y,min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 6.59}{1678.6} = 0.39 \text{KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 4.44 - 0.39 = 4.05 \text{KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 4.05 * 1.15 = 4.7 \text{KN/cm}^2$$

$\Delta\sigma_C$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

Les Tableaux 8.1 à 8.9 de l'EC3 Partie1-9 demandent pour certains détails que les étendues de contrainte soient basées sur les contraintes principales.

- **Catégorie de détail :**

La désignation numérique attribuée à un détail constructif particulier pour une direction donnée de contraintes afin d'indiquer la courbe de résistance à la fatigue à appliquer pour évaluer sa résistance (ce nombre correspond à la résistance de référence à la fatigue $\Delta\sigma_C$ en N/mm²)

Calcul de $\Delta\sigma_C$:

$$\text{Avec } \Delta\sigma_C = \frac{8}{1.15} = 6.95 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C = 6.95 \text{ KN/cm}^2 > 4.7 \text{ KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

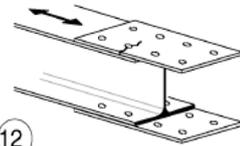
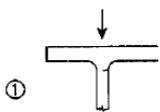
catégorie Exigences	détail constructif	Description	
160	<p>NOTE La courbe de résistance à la fatigue associée à la catégorie 160 est la plus haute. Aucun détail ne peut atteindre une meilleure résistance quelque soit le nombre de cycles.</p> 	<p>Produits laminés et extrudés :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Plaques et larges plats. 2) Profilés laminés. 3) Tubes sans soudure, soit rectangulaires soit circulaires. 	<p>Détails 1) à 3) :</p> <p>Arêtes vives, défauts de surface et de laminage améliorés par meulage jusqu'à élimination et réalisation d'une transition régulière.</p>
80		<ol style="list-style-type: none"> 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons calibrés. 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons non précontraints injectés. 	<ol style="list-style-type: none"> 12) ... section nette.. 12) ... section nette..
160		<ol style="list-style-type: none"> 1) Sections laminées en I ou H. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Etendue de contrainte verticale de compression $\Delta\sigma_{vert}$ dans l'âme due aux charges roulantes.
125		<p>Soudures longitudinales continues :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Soudure automatique pleine pénétration exécutée des deux côtés ; 2) Soudure d'angle automatique; extrémités des plats de renfort vérifiées selon le détail 6) ou 7) du Tableau 8.5. 	<p>Détails 1) et 2) :</p> <p>Aucun arrêt/reprise n'est admis sauf si la réparation est exécutée par un spécialiste et l'exécution correcte de la réparation contrôlée par inspection.</p>
100		<ol style="list-style-type: none"> 6) et 7) : Produits laminés et extrudés, comme les détails 1), 2), 3). 	<p>Détails 6) et 7) :</p> <p>$\Delta\sigma$ calculé à partir de : $\sigma = \frac{VS(r)}{It}$</p>

Tableau V.10: certains catégories de détails avec leurs description

8.3.2. Contrainte normal à la semelle inférieure :

Catégorie de détail 125mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y\max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{67.92 + 6.59}{1678.4} = 4.44 \text{ KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y\min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 6.59}{1678.4} = 0.39 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 4.44 - 0.39 = 4.83 \text{ KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Leftrightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 4.83 * 1.15 = 5.55 \text{KN/cm}^2$$

Calcul de $\Delta\sigma_C$:

Avec $\Delta\sigma_C = \frac{12.5}{1.15} = 10.86 \text{KN/cm}^2$

$$\Leftrightarrow \Delta\sigma_C = 10.86 \text{KN/cm}^2 > 5.55 \text{KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

8.3.3. Vérification de l'âme:

8.3.3.1. Cisaillement de l'âme :

- Sous le poids propre :

$$V_{sdz} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = 4.392 \text{KN}$$

$$\tau_{xz} \approx 0 \text{KN/cm}^2$$

- Sous la charge roulante :

$$\max V_z = Q_{r,max} + \frac{Q_{r,max} \times 2}{L}$$

$$= 45.28 + \frac{45.28 \times 2}{6} = 60.37 \text{KN}$$

$$\min V_z = -4 * \frac{Q_{r,max}}{L} = -30.2 \text{KN}$$

$$\max \tau_{xz} = \frac{\max V_z}{A_w} = \frac{\max V_z}{d_w \times t_w} = \frac{60.37}{19.6 \times 0.95} = 3.24 \text{KN/cm}^2$$

$$\min \tau_{xz} = \frac{\min V_z}{A_w} = \frac{-30.2}{19.6 \times 0.95} = -1.62 \text{KN/cm}^2.$$

8.3.3.2. Contraintes de compression locales exercées dans l'âme :

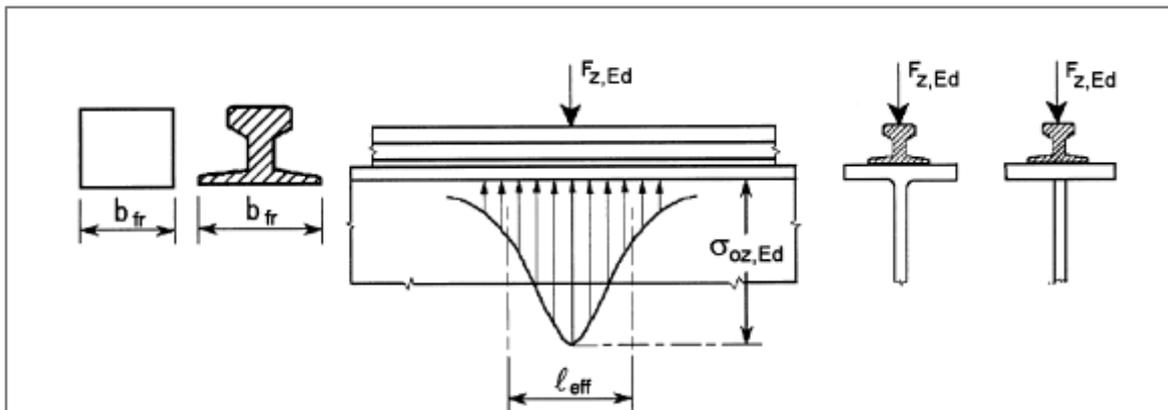
$$\sigma_{zEd} = \frac{F_{zd}}{l_{eff} \times t_w} \quad (\text{EC3.P6 :5.4.2})$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff};$$

$$I_{f,eff} = \frac{t_f^3 \times b_{eff}}{12};$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r;$$

Figure13 : longueur chargée efficace



$$d_r = h_{\text{rail}} + t_f + r = 65 + 13 + 24 = 102 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{rail}} + d_r = 150 + 102 = 252 \text{ mm} < b = 280 \text{ mm}$$

$$I_{f,\text{eff}} = \frac{t_f^3 \times b_{\text{eff}}}{12} = \frac{1.3^3 \times 25.2}{12} = 4.613 \text{ cm}^4$$

I_r : Moment d'inertie de flexion du rail de pont roulant selon son axe neutre horizontal, en prenant l'usure en compte, comme indiqué en article 5.3.3(3).EC3P6 $\Rightarrow I_r = I_r - 25\%$ (I_r) = 133.5 cm⁴

$$I_{\text{rf}} = I_r + I_{f,\text{eff}} = 133.5 + 4.613 = 138.113 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{eff}} = 3,25 \cdot [I_{\text{rf}} / t_w]^{1/3}$$

$$I_{\text{eff}} = 3,25 \cdot [138.113 / 1.3]^{1/3} = 15.39 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_z d}{l_{\text{eff}} \times t_w} = \frac{19.54}{15.39 \times 1.3} = 0.98 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{EC3- P6: 7.5.2 (1)})$$

$$\sigma_{\parallel} = 0.2 \cdot \sigma_{\perp} = 0.2 \times 0.98 = 0.196 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\max \tau_{\parallel} = 2.62 + 0.196 = 2.81 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\min \tau_{\parallel} = -1.31 - 0.196 = -1.506 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta \tau_{E2} = 2.81 - (-1.506) = 4.316 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Calcul de $\Delta \tau_C$:

$\Delta \tau_C$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

$$\text{Avec } \Delta \tau_C = \frac{10}{1.15} = 8.69 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_C = 8.69 \text{ N/cm}^2 > \Delta \tau_{E2} = 4.316 \text{ KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

8.3.4. Contraintes locales provoquées dans l'âme par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail:

(1) Pour une évaluation de la fatigue, il convient de déterminer la contrainte de flexion provoquée dans une âme raidie par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail (voir Figure 5). Il peut être tenu compte de la torsion de la semelle supérieure entre raidisseurs d'âme transversaux (EC3P6 :5.6.3).

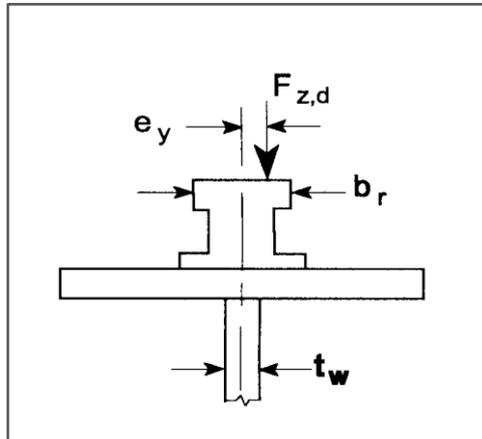


Figure14 : torsion de la semelle supérieure

8.3.5. Les efforts locaux dans l'âme à la flexion :

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} \cdot e_y \quad (\text{EC3P6 :5.6.3. (2)}).$$

$$e_y = 0.25 \times b_r; \quad \text{Mais } e_y \geq 0.5t_w = 0.5 \times 13 = 6.5\text{mm}$$

Où :

b_r largeur du boudin du rail ;

t_w épaisseur de l'âme de la poutre.

$$e_y = 0.25 \times b_r = 0.25 \times 55 = 13.75\text{mm} = 0.01375\text{m}$$

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} \cdot e_y = 0.01375 \times 19.54 = 0.268\text{KN.m}$$

8.3.6. Contrainte de flexion provoquée dans l'âme $\sigma_{T,Ed}$:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{sd}}{at_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta) \quad (\text{EC - P 6 : 5.6.3 (4)})$$

$$\eta = \left[\frac{0.75 a t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi d_w / a)}{\sinh(2\pi d_w / a) - 2\pi d_w / a} \right]^{0.5}$$

$$a = 600\text{cm}$$

$$d_w = 28 - 2 \times 1.8 = 24.4\text{cm}$$

$$t_w = 0.8\text{cm}$$

$$I_t = \frac{1}{3} * 28 * 1.3^3 = 20.50\text{cm}^4$$

$$\eta = \left[\frac{0.75 \times 600 \times 0.8^3}{20.50} \times \frac{\sinh^2(\pi \times \frac{24.4}{600})}{\sinh(2 \times \pi \times \frac{24.4}{600}) - 2 \times \pi \times 24.4 / 600} \right]^{0.5} = 7.74$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{sd}}{at_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta)$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \times 0.268 \times 100}{600 \times 0.8^2} \cdot 7.74 \cdot \tanh(7.74) = 3.241 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \max} = 3.241 + 3.241 = 6.482 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \min} = 3.241 - 3.241 = 0 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\rightarrow \max \Delta \sigma_{TE} = 6.482 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\Delta \sigma_c = \frac{16.0}{1.25} = 12.5 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\Delta \sigma_E < \Delta \sigma_c$$

8.3.7. Interaction entre effort tranchant et la contrainte dans l'âme :

$$\left[\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta \sigma_{E2}}{\frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf}}} \right]^5 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{1 \times 6.482}{\frac{16}{1.15}} \right)^3 + \left(\frac{1 \times 4.316}{\frac{10}{1.15}} \right)^5 = 0.131 < 1$$

8.4. pré-dimensionnement du support du chemin de roulement:

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les Efforts suivant :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- Le poids propre de pont roulant
- Les actions verticales des galets du pont roulant

La console est pré dimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{sdy} \leq M_{r dy} = W_{ely} \times f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Où :

M_{sdy} : moment qui sollicite la console.

$$M_{sdy} = 1.35(F \times 0.4)$$

F : l'effort tranchant sur la console obtenue lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$F = V_{sd \max} = 430.01 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{sdy} = 1.35 \times 430.01 \times 0.4 = 232.21 \text{ m}$$

D'où :

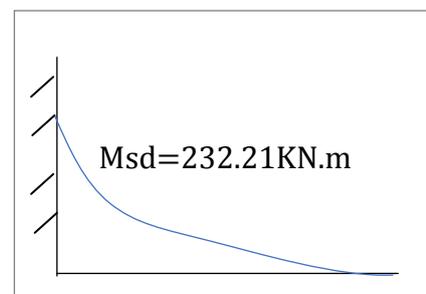


Figure IV.15 : le console

$$W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{232.20 \times 1.1 \times 10^2}{23.5}$$

$$W_{ely} \geq 1086.91 \text{ cm}^3$$

On adapte **HEA340** comme une console (corbeau)

Du chemin de roulement.

8.4.1. Vérification à l'effort tranchant :

La condition à vérifier $V_{sd} < V_{rd}$ et $V_{sd} < V_{rd} \times 0.5$

$$V_{sd} = 430.01 \text{ kN} ;$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_{vz} = 49 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{49 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 1151.1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 430.01 \text{ kN} < V_{rd} = 1151.1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 430.01 \text{ kN} < 0.5 * V_{rd} = 575.75 \text{ kN}$$

HEA340 est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant

IV.9. Conclusion

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profil HEA320 résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

CHAPITRE V

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

V. ETUDE DES CONTREVENTEMENTS.

V.1. Introduction:

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

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

V.2. Contreventements de toiture (poutre au vent):

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

V.3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

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

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

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

• Remarques

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.

2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

Pour notre hangar la stabilité est assurée dans les trois sens:

- Sens horizontale :

La stabilité horizontale est assurée par des poutres au vent .

- Sens longitudinal:

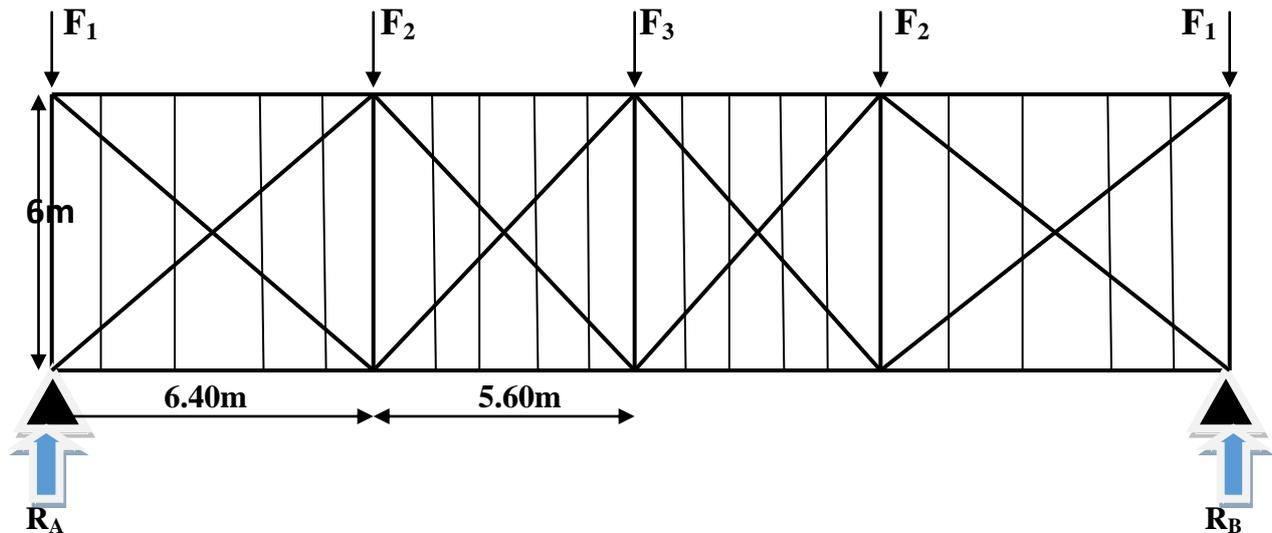
Dans ce sens la stabilité verticales est assurée par des palées en X.

- Sens transversal:

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto-stables ductiles .

V.4. Évaluation des efforts dans la poutre au vent:

Figure V.1: Schéma de la poutre au vent.



4.1. Evaluation des efforts horizontaux:

$$F_i = 1.5 * (W_i * S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{avec: } i = 1, 2, 3$$

$$S_i = h_i * \frac{l_i}{n} \quad \text{avec: } l_1 = 6.40\text{m} \cdot l_2 = 5.60\text{m}$$

4.2. La force de frottement au niveau de la toiture:

$$F_{fr} = 1.5 * 5773.06 = 8659.59 \text{ daN}$$

$$W = 1.5 * 124.92 = 187.38 \text{ daN/m}^2$$

$n = 5$: nombre de nœuds au niveau de la toiture.

$$\text{Donc: } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{8659.59}{5} = 1731.918 \text{ daN}$$

Les résultants de F_i sont résumés dans tableau suivant:

Tableau V.1: Les valeurs de F_i

I	1	2	3
H_i (m)	8	12.02	12.04
L_i (m)	6.40	5.60	5.60
S_i (m)	12.8	36.06	33.712
W_i (daN/m ²)	187.38	187.38	187.38
F_{fr} (daN)	8659.59	8659.59	8659.59
F_i (daN)	11058.054	15416.513	14976.545

4.3. Effort de traction dans les diagonales:

$$\sum F_{ext} = 0 \quad \text{On a} \quad R_A = R_B$$

$$\begin{cases} \sum F_i = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sum 2F_1 + 2F_2 + F_3 = R_A + R_B \\ \sum F_1 + F_2 + \frac{1}{2} F_3 = R_B \end{cases}$$

$$R_A = R_B = 339.63 \text{ KN}$$

4.4. Calcul des efforts dans les diagonales:

• Calcul α :

$$\text{tg } \alpha^{-1} = \frac{6}{6.40} \Rightarrow \alpha = \arctg \frac{6}{6.40} = 43.15^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} \Rightarrow N = \frac{339.63 - 110.58}{\cos 43.15}$$

$$N = 313.95 \text{ KN}$$

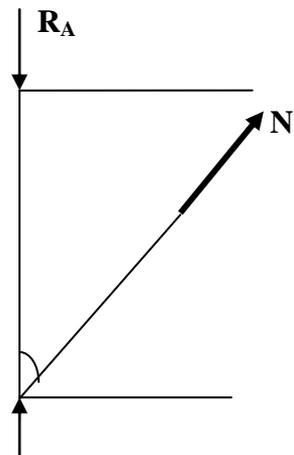
4.5. Section des diagonales :

on doit vérifier la condition suivant:

$$N_{sd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{F_y} \Rightarrow A \geq \frac{313950 \cdot 1.1}{235} = 14.69 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Donc on adopte un double cornier à aile égale (60*60*8) de $A = 9.03 \text{ cm}^2$.



4.6. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent):

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion simple sous l'action de charge verticale, on doit donc vérifier la panne à la flexion simple la formule de vérification est la suite :

4.7. Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :

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

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

4.8. Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_2 = 3267,73 \text{ Kg}$$

$$Q_{\max} = 1.35G + 1,5 \times S = 1.35 \times 0.338 + 1,5 \times 0.224 = 0.7923 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{\max} = 0.7923 \text{ KN / ml}$$

IPE 140 :

$$h = 140 \text{ mm}, b = 73 \text{ mm}, T_w = 4,7 \text{ mm}, T_f = 6,9 \text{ mm}, A = 16,4 \times 10^2 \text{ mm}^2, W_{ely} = 77,32 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{ply} = 88,34 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{elz} = 12,31 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{plz} = 19,25 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_y = 541,2 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 44,92 \times 10^4 \text{ mm}^4, i_y = 5,74 \times 10 \text{ mm}, i_z = 1,65 \times 10 \text{ mm}, A = 16,4 \text{ mm}^2, P = 12,9 \text{ Kg / m.}$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0.79 \times \sin 4.76 = 0.066 \text{ KN / ml}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 0.79 \times \cos 4.76 = 0.79 \text{ KN / ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{0.79 \times 6^2}{8} = 3.6 \text{ KN} \times m$$

$$M_z = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{0.066 \times 6^2}{8} = 0.297 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{88,34 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 18.87 \text{ KN} \times m$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{19,25 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 4.11 \text{ KN} \times m$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

A. N :

$$\left(\frac{3.6}{18.87}\right)^2 + \left(\frac{0.15}{4.11}\right)^1 = 0,073 < 1,0$$

4.9. Vérification de la panne intermédiaire au déversement :

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{X_{\max} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{ply}} \leq 1,0$$

$$N = F_2 = 154,16 \text{ KN}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,4 \times 23,5}{1,1} = 350,36 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 4,11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1,8 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 0,15 \text{ KN.m}$$

- Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5,74} = 104,53$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104,53}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,11$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

A.N :

$$\mu_y = 1,11(2 \times 1,3 - 4) + \frac{88,34 - 77,32}{77,32} = -1,41 < 0,9$$

Calcul de x a l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$h/b = \frac{140}{73} = 1,92 > 1,2$$

$$t_f = 6,9 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport à l'axe zz → courbe b

Tableau de l'eurocode3 :

$$\mathbf{Xy = 0,53}$$

$$\mathbf{Xz = 0,50}$$

$$Ky = 1 - \frac{-1,41 \times 15416}{0,53 \times 16,4 \times 2350} = 1,22 < 1,5$$

Calcul de k_z :

$$Kz = 1 - \frac{\mu_z \times N}{Xz \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [BA]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1,65} = 181,82$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{181,82}{93,9} = 1,93.$$

Par le tableau 8 EUROCODE3 on a :

$$\beta_{MZ} = 1,3$$

A.N

$$\mu_z = 1,93 \times (2 + 1,3 - 4) + \frac{19,25 - 12,31}{12,31}$$

$$\mu_z = -2,13 < 0,9$$

calcul de X_a laide de tableau 5.5.2 EUROCODE3

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,92 > 1,2$$

$$t_f = 6,9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport a l'axe zz → courbe b

$$\mathbf{Xy = 0,23}$$

$K_z=0,22$

$$K_y = 1 - \frac{-1,41 \times 15416}{0,22 \times 16,4 \times 2350} = 1,54 > 1,5$$

On prend : $K_z = 1,5$

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{3267,73}{0,22 \times 35036,36} + \frac{1,22 \times 290,79}{1887,26} + \frac{1,5 \times 24,23}{411,25}$$

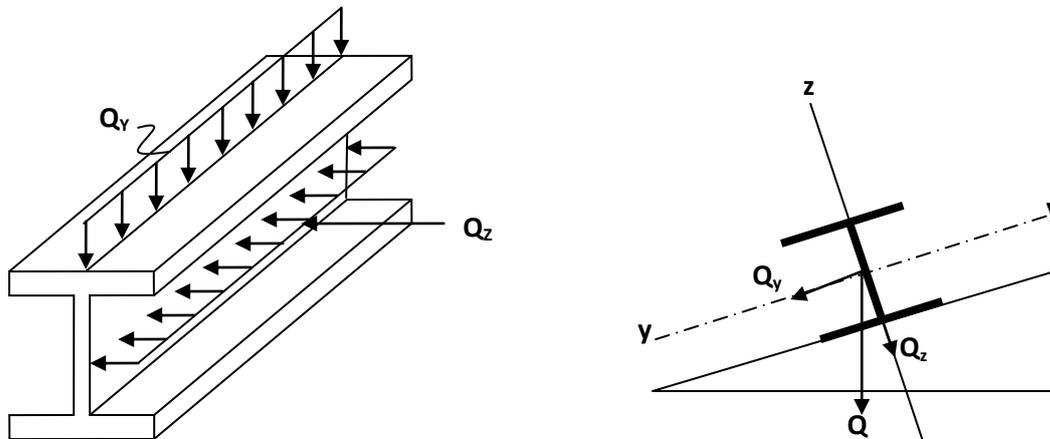
$$= 0,42 + 0,18 + 0,08 = 0,68 < 1,0$$

IPE140 son convient comme les pannes intermédiaires.

V.5. Vérification de la panne sablière :

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.

Figure V.2 : schéma statique de la poutre sablière.



La formule de vérification est la suivante

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

A.N :

$$\left(\frac{4,7538}{18,86} \right)^2 = 0,064 < 1$$

5.1. Vérification de la panne sablière a la flexion déviée:

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = F_1 = 110.58 \text{ KN}$$

$$Q_y = \frac{Q_{\max} \times \sin \alpha}{2} = 0.033 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = \frac{Q_{\max} \times \cos \alpha}{2} = 0.395 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{0.395 \times 6^2}{8} = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{0.033 \times 6^2}{8} = 0.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = 4.11 \text{ KN.m}$$

$$K_y = 1,22$$

$$X_{\min} = 0,22 \text{ (voir les calculs des pannes intermédiaires)}$$

$$K_z = 1,5$$

$$A.N$$

$$\frac{11058}{0,22 \times 35036,36} + \frac{1,22 \times 360}{1887,26} + \frac{1,5 \times 29.7}{411,25}$$

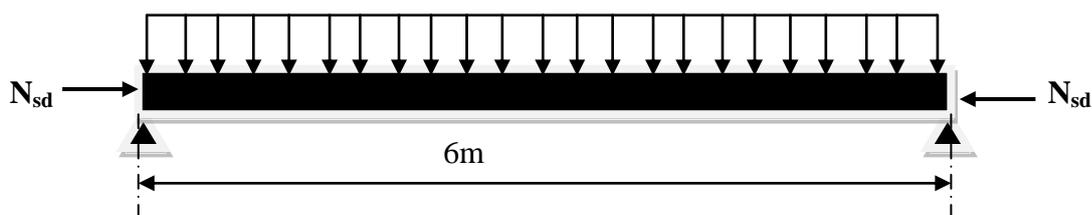
$$0,19 + 0,09 + 0,04 = 0,32 < 1$$

1-L' IPE 140 convient pour la panne sablière

2-Le profile IPE 140 convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement

V.6. Dimensionnement des poutre de sabliers :

D'après les résultats précédentes que nous avons trouvés, la vérification à la flexion composée (à cause des sollicitations auxquelles elles sont soumises, la compression du vent (plus défavorable) qui agit sur le pignon d'un côté et la flexion due à leurs poids propres) de la poutre sabliers est dimensionnée d'après cette valeur de H



$$N_{sd} = H = 33963 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que:

$$\frac{N}{X \min \times Nply} + \frac{K_y \times M_y}{Wply \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{Wplz \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

Avec: $\gamma_{M0}=1.1$ et $M_{z.sd}=0$

on a $G_{HEA180}=51.2$ daN

$Q_U=1.35 \times 51.2=69.12$ daN

$$M_{y.sd} = \frac{Q_U \times L^2}{8} = 3.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

• Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{\lambda_y} = \frac{600}{7.45} = 80.54 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} = 0.85 \Rightarrow \chi_y = 0.69$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{\lambda_z} = \frac{600}{4.52} = 132.74 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} = 1.41 \Rightarrow \chi_z = 0.34$$

- Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times Nsd}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

on a: $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{Wply - Wely}{Wely} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$

$$\mu_y = 0.85 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{324.9 - 293.6}{293.6} = -1.09 \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times Nsd}{X_y \times A \times f_y} = 1.2 \leq 1,5.$$

et on a: $\frac{N}{X \min \times Nply} + \frac{K_y \times M_y}{Wply \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{Wplz \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} = 0.51 \leq 1$

HEA180 pour la poutre sablières

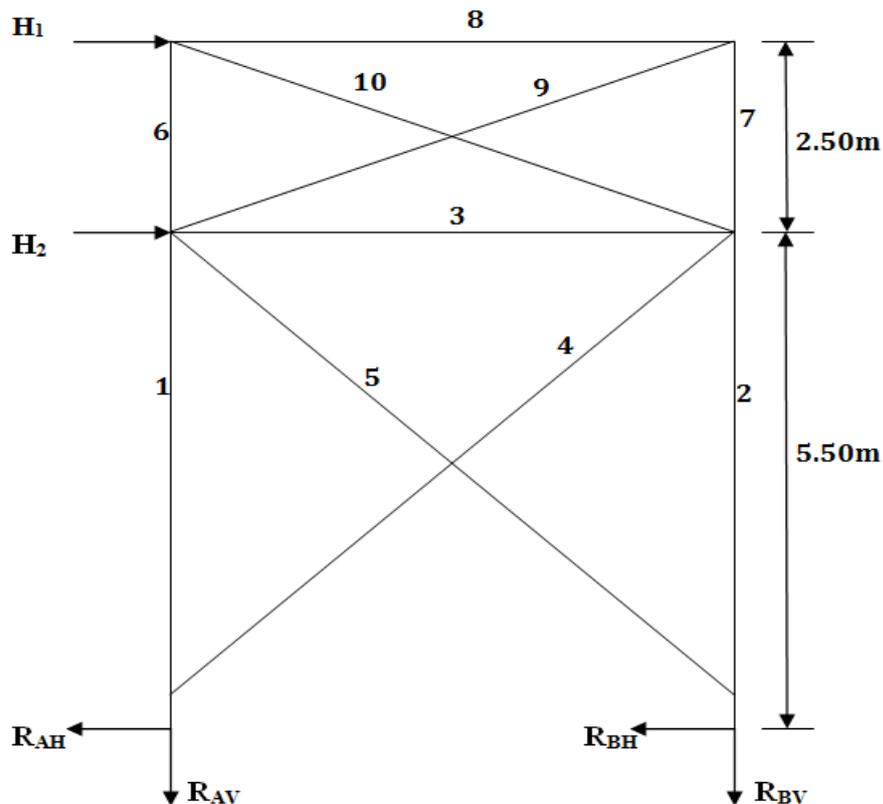
V.7. Contreventements verticaux:

Les palées stabilités doivent reprendre les efforts de vent sur pignon transmis par le contreventement des versant (poutre au vent) on ne fait travaille que les diagonales tendues comme dans le cas de la poutre au vent.

Détermination des efforts:

Réaction de la poutre au vent **R= 339.63KN**

Figure V.3: Palé de stabilité



7.1. Calcul de stabilité:

On a:

$$H_1 = 339.63 \text{ KN}$$

$$H_2 = H_{L,1} = 3.984 \text{ KN}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = -R_B$$

$$\sum M_A = 0 \quad \Rightarrow \quad (R_B * L) - (H_i * h) = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B = \frac{(H_i * h)}{L}$$

$$R_B = \frac{(3.984 * 5.50) + (339.63 * 8)}{6} = 456.492 \text{ KN}$$

Calcul R_H

$$\sum F_x = 0 \quad \Rightarrow \quad -2R_H + H_i = 0 \quad \Rightarrow \quad R_H = \frac{H_i}{2}$$

$$R_H = 171.804 \text{ KN}$$

7.2. Calcul l'effort interne:

$$\sum F_{ix}=0 \implies -R_H + N_4 \cdot \cos 45^\circ = 0 \implies N_4 = \frac{171.804}{\cos 45}$$

$$N_4 = N_{sd} = 242.97 \text{ KN.}$$

7.3. Calcul de diagonale D₁:

$$\text{tg } \alpha = \frac{5.50}{6} = 0.92 \implies \alpha = 42.51^\circ \quad D = \sqrt{5.5^2 + 6^2} = 8.14 \text{ m}$$

➤ Section des diagonales :

il faut vérifier que : $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \gamma_{m0}$

$$A \geq \frac{242.97 \cdot 10^3}{235} \cdot 1.1 = 1137.31 \text{ mm}^2 \implies A \geq 11.37 \text{ cm}^2$$

→ donc on adopte un double cornier dos a dos $\perp\perp$ **60*60*6** de $A=13.81 \text{ cm}^2$.

7.3. Vérification la diagonale à la traction:

Il faut vérifier que: $N_{sd} \leq N_{Rd}$

- $N_{sd} = 242.97 \text{ KN}$
- $N_{Rd} = \min(N_{pl.Rd}, N_{u.Rd}, N_{net.Rd})$. avec:
- $N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$, avec: $\gamma_{M0} = 1.1 \implies N_{pl.Rd} = \frac{1382 \cdot 235}{1.1} = 295.25 \text{ KN}$
- $N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$, avec: $\gamma_{m2} = 1.25$, $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ et $A_{net} = A - (t \cdot b_0)$

Section du boulon $\Phi_{12} \rightarrow b_0 = 14 \text{ mm}$

$$\rightarrow A_{net} = 1382 - (5 \cdot 14) = 1312 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot 1312 \cdot 360}{1.25} = 340.07 \text{ KN}$$

- $N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1312 \cdot 235}{1.1} = 280.3 \text{ KN}$

→ $N_{sd} = 242.97 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 280.3 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Ok}$

Donc : la cornière 60*60*6

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES

VI.1. Introduction :

Le portique est l'ossature principale de cet hangar ; composés de poteaux et traverses qui supportant les pannes et la couverture ,la détermination des sollicitations globales affectant les portiques exigent un calcul de toiture les sollicitations engendrées par diverses action : Charge permanente, neige, vent.

VI.2. Calculs des sollicitations:

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étape de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les diverses actions :charge permanentes charge d'exploitation ,neige ,vent sur long pan, vent sur pignon, vent au soulèvement, il s'agira ensuite de repérer les combinaisons d'action plus défavorables, pour déterminer les sections des profiles des pièces .

Nous allons effectuer le calcul détaillé d'une sollicitation élémentaire :sollicitation sous charges verticales, (charge permanentes ou neige) les autres sollicitations étant déterminées par la même méthode.

VI.3. Exposé de la méthode :

Cette méthode prend comme donnée :

- le nombre et les coordonnées des nœuds
- le nombre d'élément et les propriétés géométriques et mécaniques (inertie, section, modul de Young)
- le nombre et le type d'appuis
- combinaisons de charges

Pour notre analyse on suit les étapes suivantes :

- choisir l'unité (kg .m)
- Géométrie de base (avec un choix d'appuis)
- modifier la géométrie de base pour avoir la forme de notre portique
- définir les : section, forces, combinaisons
- affecter les sections sur la structure
- charger la structure avec différentes forces
- choisir le plan (d'analyse) et lancer l'analyse

VI.4. Détermination des charges :

- **Charge permanente:**

$$q_p = \frac{12.9 * 6 * 16}{12} = 1.03 \text{ KN}$$

- **poids de la toiture:**

$$17 * 6 = 1.02 \text{ KN}$$

$$G = 1.03 + 1.02 = 2.05 \text{ KN}$$

- **Charge de neige:**

$$N = 0.16 * 6 = 0.96 \text{ KN}$$

- Charges de vent:

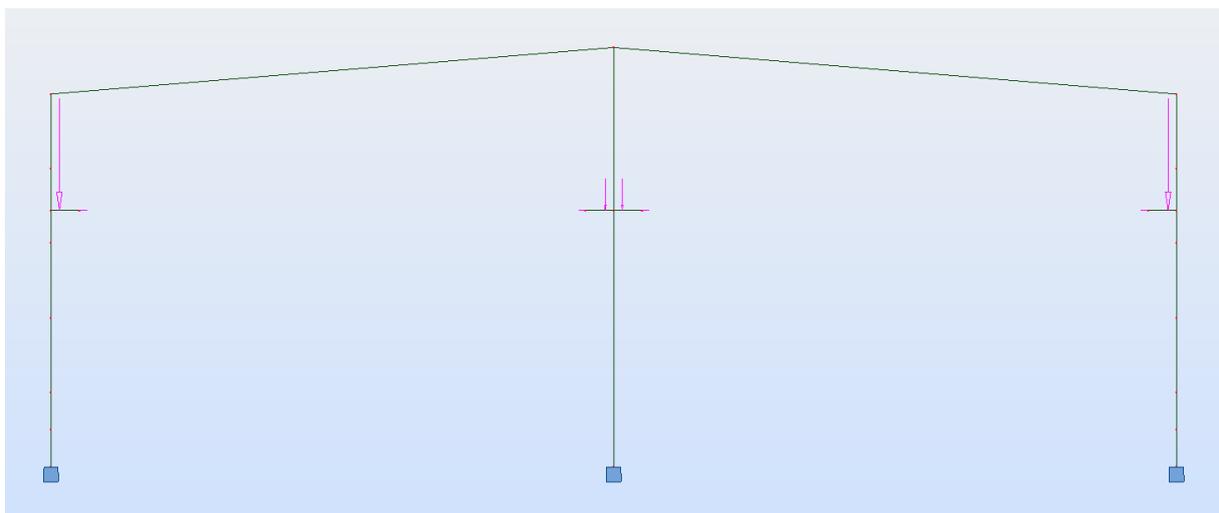
FigureV.1:Charge de vent.



- Charges de pont roulant

$$\begin{aligned} \sum Q_{\max} &= 90.77 \text{ KN} \\ \sum Q_{(\max)} &= 25.86 \text{ KN} \\ H_{T,1} &= 5.892 \text{ KN} \\ H_{T,2} &= 6.963 \text{ KN} \end{aligned}$$

Figure.2:charge de pont roulant.



VI.5. Combinaison de calcul

les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charge sur la base du règlement l'**EUROCODE3**, on doit prendre en compte toutes les combinaisons que recommande ce règlement, elles sont présentés comme suite:

Tableau 1. Combinaison de calcul.

Nom	Type d'analyse	Type la combinaison	Nature du cas	Définition
ELU_1	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50$
ELU_2	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+4*1.50$
ELU_3	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+5*1.50$
ELU_4	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+6*1.50$
ELU_5	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50$
ELU_6	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+4*1.31$
ELU_7	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+5*1.31$
ELU_8	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+6*1.31$
ELU_9	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+4*1.50+3*1.00$
ELU_10	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+5*1.50+3*1.00$
ELU_11	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+6*1.50+3*1.00$
ELU12	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+3*1.00$
ELU_13	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+2*1.00$
ELU_14	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+4*1.31$
ELU_15	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+5*1.31$
ELU_16	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+6*1.31$
ELU_17	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+4*1.50+2*1.00$
ELU_18	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+5*1.50+2*1.00$
ELU_19	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+6*1.50+2*1.00$
ELU_20	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+3*1.00+4*1.31$
ELU_21	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+3*1.00+5*1.31$
ELU_22	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+2*1.50+3*1.00+6*1.31$
ELU_23	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+2*1.00+4*1.31$
ELU_24	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+2*1.00+5*1.31$
ELU_25	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+3*1.50+2*1.00+6*1.31$
ELU_26	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+4*1.50+(3+2)*1.00$
ELU_27	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+5*1.50+(2+3)*1.00$
ELU_28	Combinaison linéaire	ELU		$1*1.35+6*1.50+(2+3)*1.00$
ELS_1	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00$
ELS_2	Combinaison linéaire	ELS		$(1+4)*1.00$
ELS_3	Combinaison linéaire	ELS		$(1+5)*1.00$
ELS_4	Combinaison linéaire	ELS		$(1+6)*1.00$
ELS_5	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00$
ELS_6	Combinaison linéaire	ELS		$4*0.87+(1+3)*1.00$
ELS_7	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+5*0.87$
ELS_8	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+6*0.87$
ELS_9	Combinaison linéaire	ELS		$(1+4)*1.00+3*0.67$

ELS_10	Combinaison linéaire	ELS		$(1+5)*1.00+3*0.67$
ELS_11	Combinaison linéaire	ELS		$(1+6)*1.00+3*0.67$
ELS_12	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+2*0.67$
ELS_13	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+3*0.67$
ELS_14	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+4*0.87$
ELS_15	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+5*0.87$
ELS_16	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+6*0.87$
ELS_17	Combinaison linéaire	ELS		$(1+4)*1.00+2*0.67$
ELS_18	Combinaison linéaire	ELS		$(1+5)*1.00+2*0.67$
ELS_19	Combinaison linéaire	ELS		$(1+6)*1.00+2*0.67$
ELS_20	Combinaison linéaire	ELS		$3*0.67+4*0.87+(1+2)*1.00$
ELS_21	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+3*0.67+5*0.87$
ELS_22	Combinaison linéaire	ELS		$(1+2)*1.00+3*0.67+6*0.87$
ELS_23	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+2*0.67+4*0.87$
ELS_24	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+2*0.67+5*0.87$
ELS_25	Combinaison linéaire	ELS		$(1+3)*1.00+2*0.67+6*0.87$
ELS_26	Combinaison linéaire	ELS		$(1+4)*1.00+(2+3)*0.67$
ELS_27	Combinaison linéaire	ELS		$(1+5)*1.00+(2+3)*0.67$
ELS_28	Combinaison linéaire	ELS		$(1+6)*1.00+(2+3)*0.67$

VI.6. Vérification des éléments :

6.1. Vérification de poteaux :

Le profile HEA360 est de classe 1

1-Vérification a la résistance :

La flexion maximale dans la section en tôle de poteau

$N_{sd\ max} = 175.52\ KN$

$M_{sd\ max} = 122.26\ KN.m$

$V_{sd\ max} = 39.03\ KN$

Âme:

$$\left. \begin{array}{l} hw = 315mm \\ tw = 10mm \\ d = hw - r = 288mm \end{array} \right\} \frac{d}{tw} = 28.8 \leq 73\varepsilon \text{ donc les âmes sont de classe 1}$$

Semelles:

$$\left. \begin{array}{l} b = 300mm \\ tf = 17.5mm \\ r = 27mm \\ c = \frac{b}{2} - \frac{tw}{2} - r = 118mm \end{array} \right\} \frac{c}{tf} = 6.74 \leq 91\varepsilon \text{ donc les semelles sont de classe 1.}$$

6.2. Vérification a la résistance:

La flexion maximale dans la section en tête de Poteau

$M_{Sd\ max} = 122.26\ KN.m$

$N_{Sd\ max} = 175.52\ KN.m$

$V_{Sd\ max} = 39.03\ KN$

$$A=142.8\text{cm}^2$$

$$W_{PLY}=2088.5 \text{ cm}^3$$

6.3. Incidence de l'effort tranchant:

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 142.8 - 2 \times 30 \times 1.75 + (1 + 2 \times 2.7) \times 1.75$$

$$A_v = 49\text{cm}^2$$

$$V_{pL_{Rd}} = A_r \left(F_y / \sqrt{3} \right) / \gamma M_0 = 49 \times \left(235 \times 10^{-1} / \sqrt{3} \right) / 1.1$$

$$V_{pL_{Rd}} = 604.3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 39.03 \text{ KN} < 1/2 V_{pL_{Rd}} = 302.19 \text{ KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée

6.4. Incidence de l'effort normal :

$$N_{pL_{Rd}} = A \times F_y / \gamma M_0 = 142.8 \times 10^{-3} \times 235 / 1.1$$

$$N_{pL_{Rd}} = 3050.73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 175.52 < 0.25 * N_{pL_{Rd}} = 762.7 \text{ KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée

6.5. Vérifications de la résistance de la section transversale :

$$M_{pL_{Ry}} = W_{pLy} \times F_y / \gamma M_0$$

$$= \left(2088.5 \times 10^3 \times 235 / 1.1 \right) \times 10^{-6}$$

$$M_{pL_{Rdy}} = 446.2 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sdy} = 122.26 \text{ KN.m} < M_{pL_{Rdy}} = 446.2 \text{ KN.m}$$

6.6. Flambement dans le plan du portique:

Calcul du coefficient de réduction de flambement selon yy

$$h/b = \frac{350}{300} = 1.17 < 1.2 \Rightarrow \text{courbe de flambement : } a$$

$$\Rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$L_y = 8\text{m}$$

$$N_{cry} = \tau^2 \times \frac{E \times I_y}{L_{cry}^2} = \tau^2 \times \frac{2,1 \times 10^6 \times 33089,9 \times 10^4}{8000^2 \times 10^3} \times 10^{-3} = 107,05 \text{ KN}$$

$$i_y = 15,22 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ (S235)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cry}}{i_y \times \lambda_1} = \frac{8000}{152,2 \times 93,9} = 0,55$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(0,55 - 0,2) + 0,55^2 \right] = 0,688$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,688 + \sqrt{0,688^2 - 0,45^2}}$$

$$\chi_y = 0,82$$

6.7. Flambement hors plan du portique :

Calcul du coefficient de réduction du flambement selon zz

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,47 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement : b}$$

$$\Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$L_{crz} = 1,45 \text{ m}$$

$$N_{cry} = \tau^2 \times \frac{E \times I_z}{L_{crz}^2} = \tau^2 \times \frac{2,1 \times 10^6 \times 7886,8 \times 10^4}{1450^2 \times 10^3} \times 10^{-3} = 776,7 \text{ KN}$$

$$i_z = 7,43 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ (S235)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{crz}}{i_z \times \lambda_1} = \frac{1450}{74,3 \times 93,9} = 0,21$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,21 - 0,2) + 0,21^2 \right] = 0,52$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,21^2}}$$

$$\chi_z = 1$$

6.8 Déversement :

Pour la détermination du coefficient de réduction χ_{LT} , nous choisissons l'application du chapitre 6.3.2.3 réservé aux profils laminés ou section soudées équivalentes :

$h/b > 1,2 \Rightarrow$ courbe de déversement

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,21$$

6.9. Détermination du moment critique de déversement :

Le diagramme du moment trapézoïdal sur la demi-hauteur supérieure du poteau.

$$\psi = 0,5 \Rightarrow C_1 = 1,31 \text{ (selon l'additif 80)}$$

Dans l'attente de l'annexe nationale, la détermination du moment critique de déversement peut également être approchée à l'aide des abaques de Y. GALEA publiés dans la revue construction métallique n 2-2002(8)

$$L_{cr}L_T = 4000 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = c_1 \frac{\tau^2 \times E \times I_z}{L_{cr}, L_T^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}, L_T^2 \times A_G}{\tau^2 \times E \times I_z}}$$

I_w : Facteur de gauchissement.

$$I_w = I_z \left(\frac{H - tf}{2} \right)^2 \longrightarrow I_w = 7886,8 * \left(\frac{35 - 1,75}{2} \right)^2$$

$$I_w = 2179837,6 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = 1,31 * \frac{\tau^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 7886,8 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{2179837,6}{7886,8 \times 10^4} + \frac{4000^2 \times 11,38 \times 10^2}{3,14^2 \times 7886,8 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 558,7 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pLy} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088,5 \times 10^3 \times 235}{558,7 \times 10^6}} = 0,93$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21(0,93 - 0,2) + 0,93^2 \right] = 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}} = \frac{1}{1 + \sqrt{(1^2 - 0,93^2)}} = 0,73$$

$$\chi_{LT} = 0,73$$

6.10. Facteurs d'interaction :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times Nsd}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta M_y - 4) + \frac{WpLy - WeLy}{WeLy}$$

$$\text{Avec : } \beta M_y = 1,3$$

$$\mu_y = 0,55(2 \times 1,3 - 4) + \frac{2088,5 - 1890,8}{1890,8} = -0,66 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0,66 \times 175,52) \times 10^2}{0,82 \times 142,8 \times 2350} = 1,04 < 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_z}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta M_z - 4) + \frac{WpLz - WeLz}{WeLz}$$

$$\text{Avec : } \beta M_z = 1,3$$

$$\mu_z = 0,21(2 \times 1,3 - 4) + \frac{802,3 - 525,8}{525,8} = 0,236$$

$$K_z = 1 - \frac{(0,236 \times 175,52) \times 10^2}{1 \times 142,8 \times 2350} = 0,98 < 1,5$$

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + K_y \times \frac{Msd_y + \Delta Msd_y}{\chi_{LT} \times WpLy \times f_y / \gamma_{M1}} + K_z \times \frac{Msd_z + \Delta Msd_z}{WpLz \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$Nsd = 175,52 \text{ KN}$$

$$Msd_y = 122,26 \text{ KN}$$

$$Msd_z = 0$$

Section de classe 1 $\Rightarrow \Delta Msd_y = 0$ et $\Delta Msd_z = 0$

$$\frac{Nsd}{\chi_y \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + K_y \times \frac{Msd_y}{\chi_{LT} \times WpLy \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

et

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + K_z \times \frac{Msd_y}{\chi_{LT} \times WpLy \times f_y / \gamma_{M1}}$$

AN :

$$\frac{175,52 \times 10^2}{0,82 \times 142,8 \times 2350 / 1,1} + 0,98 \times \frac{122,26 \times 10^4}{0,73 \times 2088,5 \times 2350 / 1,1} = 0,44 < 1$$

$$\frac{175,52 \times 10^2}{1 \times 142,8 \times 2350 / 1,1} + 0,98 \times \frac{122,26 \times 10^4}{0,73 \times 2088,5 \times 2350 / 1,1} = 0,42 < 1$$

• Conclusion :

Le profilé HEA360 est admis pour les poteaux.

VI.7. Vérification de la traverse :**7.1. Vérification a la résistance :**

IPE 360 Section de classe 1.

$M_{sd,y} \max = 89.44 \text{KN.m}$

$N_{sd} \max = 10.82 \text{KN}$

$V_{sd} \max = 37.17 \text{KN}$

7.2. Incidence de l'effort tranchant

$$V_{pL_{Rd}} = A_v \times \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 + (0.8 + 2 \times 1.8) \times 1.27 = 35.11 \text{cm}^2$$

$$V_{pL_{Rd}} = 35.11 \times \frac{(235 \times 10^{-2} / \sqrt{3})}{1.1} = 43.31 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 37.17 \text{KN} < \frac{1}{2} V_{pL_{Rd}} = 43.31 \text{KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée.

7.3. Incidence de l'effort normal :

$$N_{pL_{Rd}} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 72.7 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} = 1553.14 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 10.82 \text{KN} < 0.25 N_{pL_{Rd}} = 388.285 \text{KN}$$

⇒ L'incidence sur le moment résistant peut être négligée

7.4. Vérification de la résistance de la section transversale :

$$M_{pL_{Rdy}} = W_{pLy} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left(1019.1 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} \right)$$

$$M_{pL_{Rdy}} = 217.72 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 89.44 \text{KN.m} < M_{pL_{Rd}} = 217.72 \text{KN.m}$$

7.5. Flambement dans le plan du portique :

Calcul du coefficient de réduction de flambement selon yy

$$h/b = \frac{36}{17} = 2.11 < 1.2 \Rightarrow \text{courbe de flambement : } b$$

$$\Rightarrow \alpha_y = 0.34$$

$$L_{cry} = 12 \text{m}$$

$$N_{cry} = \tau^2 \times \frac{E \times I_y}{L^2_{cry}} = \tau^2 \times \frac{2.1 \times 10^6 \times 16255.6 \times 10^4}{1200^2 \times 10^3} = 233.73 \text{KN}$$

$$N_{cry} = 233.73$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 (S235)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cry}}{i_y \times \lambda_1} = \frac{1200}{14,95 \times 93,9} = 0,85$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,34(0,85 - 0,2) + 0,85^2 \right] = 0,97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,97 + \sqrt{0,97^2 - 0,85^2}}$$

$$\chi_y = 0,7$$

7.6. Flambement hors plan du portique :

Calcul du coefficient de réduction de flambement selon zz

$$h/b = \frac{36}{17} = 2,12 < 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement : } b$$

$$\Rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$L_{cry} = 1,67m$$

$$N_{crz} = \tau^2 \times \frac{E \times I_z}{L_{crz}^2} = \tau^2 \times \frac{2,1 \times 10^6 \times 1043,20 \times 10^4}{1670^2 \times 10^3} \times 10^{-3} = 77,45KN$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 (S235)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{crz}}{i_z \times \lambda_1} = \frac{1670}{37,9 \times 93,9} = 0,47$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,47 - 0,2) + 0,47^2 \right] = 0,656$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,656 + \sqrt{0,656^2 - 0,47^2}}$$

$$\chi_z = 0,9$$

7.7. Déversement :

Sans charges descendantes : $L_{crLT} = 1,99m$

Courbe de déversement : C $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$

7.8. Détermination du moment critique de déversement :

Le diagramme de moment sur 1,99m

$$\psi = +0,88 \Rightarrow C_1 = 1,03$$

$$M_{cr} = c_1 \frac{\tau^2 \times E \times I_z}{L_{cr} \times L_T^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr} \times L_T^2 \times A_G}{\tau^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,03 \times \frac{\tau^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 1043,20}{167^2} \sqrt{\frac{314569,89}{1043,20} + \frac{167^2 \times 15,008}{3,14^2 \times 1043,20}}$$

$$M_{cr} = 85,71 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pLy} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1019,1 \times 10^3 \times 235}{85,71 \times 10^6}} = 0,67$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,67 - 0,2) + 0,67^2 \right] = 0,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{(0,84^2 - 0,67^2)}} = 0,32$$

$$\chi_{LT} = 0,32$$

7.9. Facteur d'interaction :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta M_y - 4) + \frac{W_{pLy} - W_{eLy}}{W_{eLy}}$$

$$\text{Avec : } \beta M_y = 1,3$$

$$\mu_y = 0,85(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019,1 - 903,6}{903,6} = -1,062$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1,062 \times 10,82) \times 10^2}{0,7 \times 72,7 \times 2350} = 1,009 < 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_z}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta M_z - 4) + \frac{W_{pLz} - W_{eLz}}{W_{eLz}}$$

$$\text{Avec : } \beta M_z = 1,3$$

$$\mu_z = 0,47(2 \times 1,3 - 4) + \frac{191,1 - 122,73}{122,73} = -0,65$$

$$K_z = 1 - \frac{(-0,65 \times 10,82) \times 10^2}{0,9 \times 72,7 \times 2350} = 1,005 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + K_y \times \frac{M_{sd_y} + \Delta M_{sd_y}}{\chi_{LT} \times W_{pLy} \times f_y / \gamma_{M1}} + K_z \times \frac{M_{sd_z} + \Delta M_{sd_z}}{W_{pLz} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$N_{sd} = 10,82 \text{ KN}$$

$$M_{sd_y} = 89,44 \text{ KN}$$

$$M_{sd_z} = 0$$

Section de classe 1 $\Rightarrow \Delta Msd_y = 0$ et $\Delta Msd_z = 0$

$$\frac{Nsd}{\chi_y \times A \times fy/\gamma_{M1}} + Ky \times \frac{Msd_y}{\chi_{LT} \times WpLy \times fy/\gamma_{M1}} \leq 1$$

et

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times A \times fy/\gamma_{M1}} + Kz \times \frac{Msd_y}{\chi_{LT} \times WpLy \times fy/\gamma_{M1}}$$

AN :

$$\frac{10.82 \times 10^2}{0,7 \times 72.7 \times 2350/1,1} + 1,005 \times \frac{89.44 \times 10^3}{0,32 \times 1019.1 \times 2350/1,1} = 0,136 < 1$$

$$\frac{10.82 \times 10^2}{0,9 \times 72.7 \times 2350/1,1} + 1,009 \times \frac{89.44 \times 10^3}{0,32 \times 1019.1 \times 2350/1,1} = 0,76 < 1$$

• **Conclusion :**

Le profilé IPE 360 est admis pour les Traverse

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE

VII. ÉTUDE SISMIQUE.

VII.1 Introduction:

Le séisme étant à la fois un phénomène naturel récurrent et imprévu cause des énormes pertes en vies humaines, financière, et en bien matériels dues à la ruine des constructions n'ayant pas un bon comportement sismique, surtout les structures importante pour la protection civile qui doit rester opérationnelle afin de diminuer l'ampleur des dégâts. donc afin de limiter les dommages causés aux constructions ;les expériences et recherches se sont orientées après chaque séisme récents vers un règlement garantissant une constructions parasismique comme c'était le cas pour le (RPA-1989) après le séisme de CHLEF du 10 octobre 1980,ainsi le RPA évoluai à chaque nouveau séisme, en plus le respect de règlements nécessite un bon choix de méthode de modélisation ; cela pour une bonne conception des structures afin de réduire les probabilités des dégâts importants, ainsi L'analyse de notre structure est faite par le logiciel de calcul ROBOT BAT version 2012 qui est basés sur la méthode des éléments finis.

➤ Principe de la méthode des éléments finis:

Le principe de base de la méthode des éléments finis est :

- De remplacer le problème continu par un problème discret, c'est-à-dire remplacer le problème de degrés de liberté infini par un problème de degrés de liberté fini
- Remplacer le système d'équations différentielles aux dérivées partielles par un système d'équations algébrique équivalent facilement solvable.

VII.2 Modélisation de la structure:

La structure est modélisée en utilisant des éléments poutres et barres reliant les nœuds entre eux, et en définissant les caractéristiques géométriques et mécaniques des différents éléments de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

VII.4. Analyse de la structure:

4.1. Type d'analyse:

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

4.1.1. Les chargements statiques:

Poids propre de la structure.

Les effets dus aux actions climatiques, selon le RNVA 2013 sont des chargements statiques

4.1.2 Les chargements dynamiques:

Les effets sismiques.

Dans notre cas on opte pour la méthode dynamique spectrale

VI.5. Méthodes de calcul:

5.1 La méthode statique équivalente:

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

Mais l'art 4.3.6 du [RPA99/ version 2003] exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

5.2. Principe de la méthode:

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

5.3. Calcul de la force sismique total:

D'après l'art 4.2.3 du [RPA99/ version 2003], la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots\dots\dots \text{RPA 99/version 2003(4.1.art .4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99version 2003**

en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on a :

- ✓ Groupe d'usage : **1B** (h = 8m < 10m) ⇒ **A=0, 30**
- ✓ Zone sismique : **III**

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**) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99/version 2003/art 4.2 P38}$$

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau

RPA99 version 2003/4.7 p45

Dans notre cas : site (S2) $\rightarrow T_1$ (sec) = 0,15 ; T_2 (sec) = 0,4(site ferme)

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

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

RPA 99/version 2003/art 4.3 P38

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

ξ : Est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

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

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

VII.6. Estimation de la période fondamentale de la structure:

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

La formule empirique à utiliser est donnée par la formule (4.6) du [RPA99/ version 2003] :

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

Avec :

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

$h_N = 9$ m.

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

portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie :

donné par le tab4.6 p46 ($C_T = 0.085$),

$$T = 0.085 * 9^{3/4} = 0.442 \text{ s}$$

D'après le tableau 4.7 de RPA99/version 2003: $T_2 = 0,4$ s, donc : $T_2 \leq T \leq 3S$

$$\rightarrow D = 2 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2 \times 1,08 * \left(\frac{0,4}{0,442}\right)^{2/3} = 2,02 \square$$

• **R : Coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du [RPA99/ version 2003], en fonction du système de contreventement.

Notre cas: ossature contreventée par palées triangulées en X , R=4

- **Q : facteur de qualité de la structure,**

fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad p_q : \text{est la pénalité à retenir selon le critère de qualité } q \text{ (observé ou non observé)}$$

sa valeur est déterminée dans le RPA 99 tableau 4-4 page 30

Tableau VII.1 Pénalités de vérifications

Les critères	Selon X	Remarque
Condition minimale sur les files de contreventement	$P_q = 0$	Non observé
La redondance en plan, observée	$P_q = 0$	Non observé
La régularité en plan	$P_q = 0$	observé
Régularité en élévation	$P_q = 0$	observé
Contrôle de qualité des matériaux	$P_q = 0$	observé
Contrôle des assemblage	$P_q = 0.1$	Non observé
Q	$1 + (0,1) = \mathbf{1,10}$	

W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

avec:

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

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du [RPA99/ version 2003].

Dans notre cas $\beta = 0.5$

$$W_G = 740.59 \text{ kN}$$

$$W_Q = 100 \text{ kN}$$

$$W_i = 740 + 0.5 * 100$$

$$W_i = 790 \text{ KN}$$

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

$$V = \frac{0.30 * 2.02 * 1.10}{4} * 790 = 137.63 \text{ kN}$$

VII.7. Cas de chargement:

il est connu qu'une structure est soumise des actions de pont roulant sur toute sa longueur .

et afin de tenir compte de l'effet de l'excentricité de la masse du pont roulant par rapport au centre de masse de la structure (l'effet de torsion de la structure),deux position du pont roulant a étudier.

1^{er} cas de chargement : le pont roulant au milieu de la structure.

2^{eme} cas de chargement : le pont roulant a l'extrémité de la structure.

Figure VII.1- la poutre de pont au milieu.

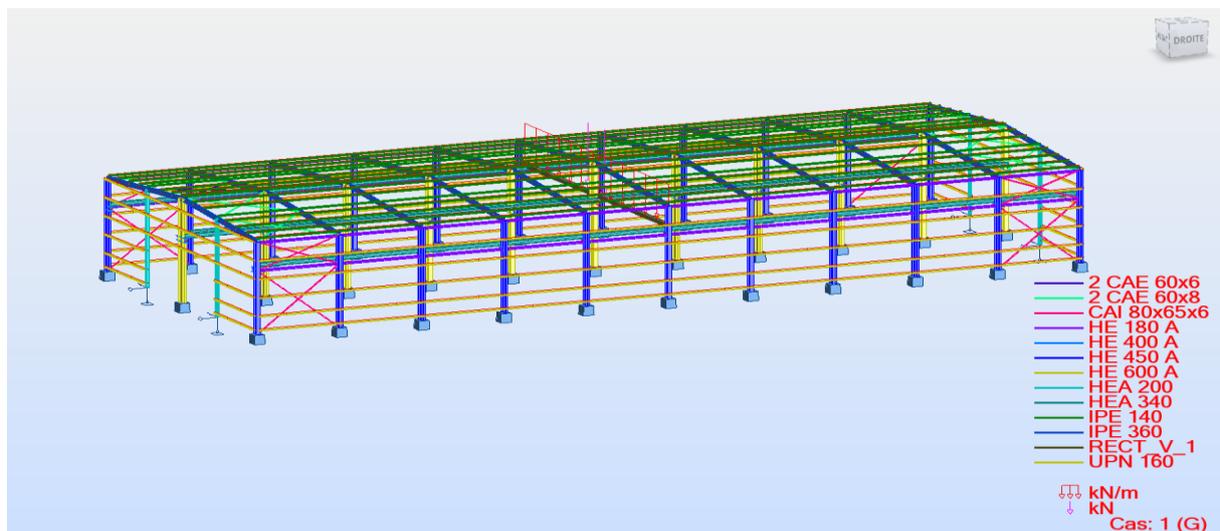
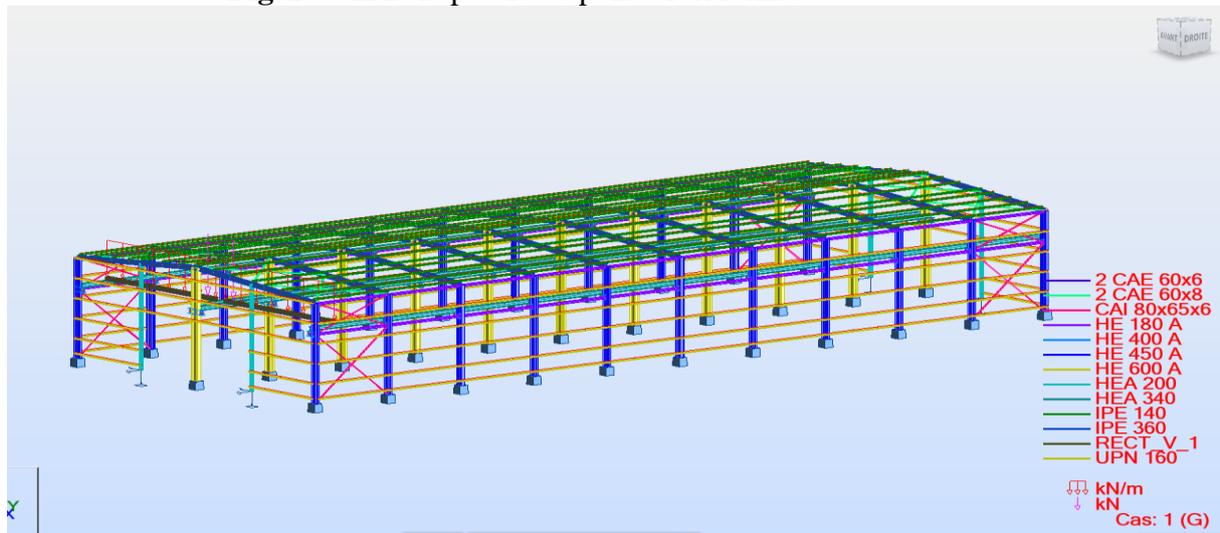


Figure VII.2- la poutre de pont a l'extrémité .



VII.8. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

8.1. Principe de la méthode :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

8.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13.Art.4.3.3)}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2 et Q : sont déjà déterminés

Q = 1,10; A = 0,30 ; η = 1,08 ; T1 = 0,15s ; T2 = 0,4s

8.3. Nombre de modes à considérer

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le **RPA99/2003** comme suit :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Avec un minimum de modes à retenir égale à trois (3) pour chaque direction considérée.

Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2 \text{ s} \quad \text{RPA99/2003 (4.14.Art.4.3.3)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

Figure VII.3: Schéma du spectre de réponse suivant X.

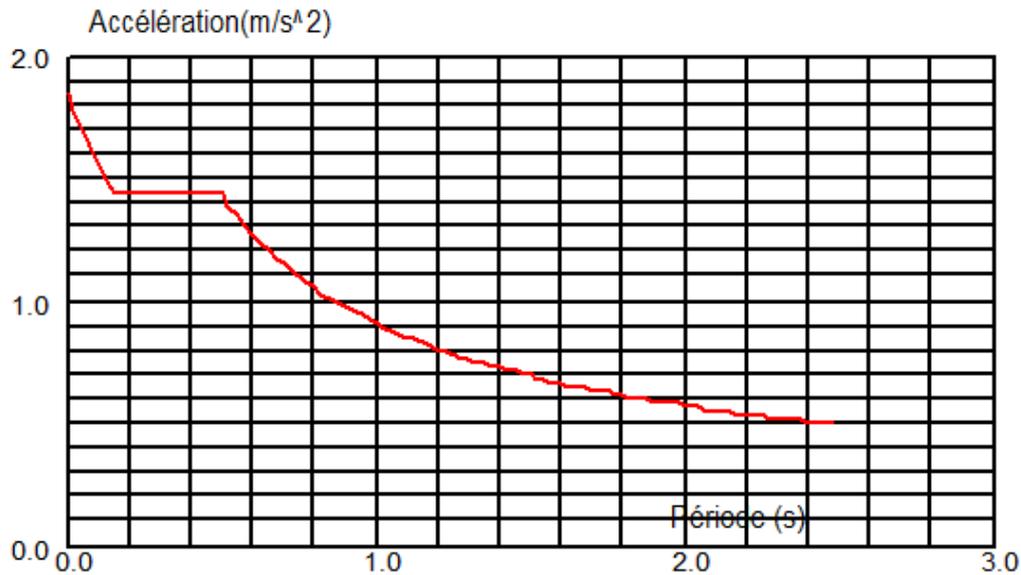
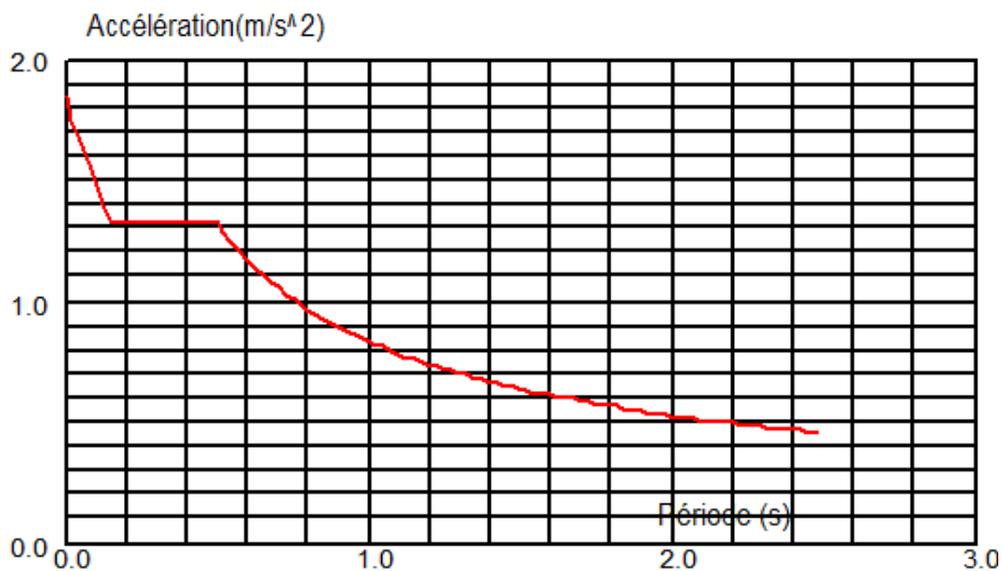


Figure VII.4: Schéma du spectre de réponse suivant Y.



8.1. Les

8.4. Réponses modales:

8.4.1. Le premier cas (pont roulant au milieu):

- translation selon XX pour le premier mode.
- translation selon YY pour le deuxième mode.
- torsion selon ZZ pour le troisièmes mode.

donc :on remarque le comportement de la structure est bon.

Figure VII.5. Mode déformation (1mode)

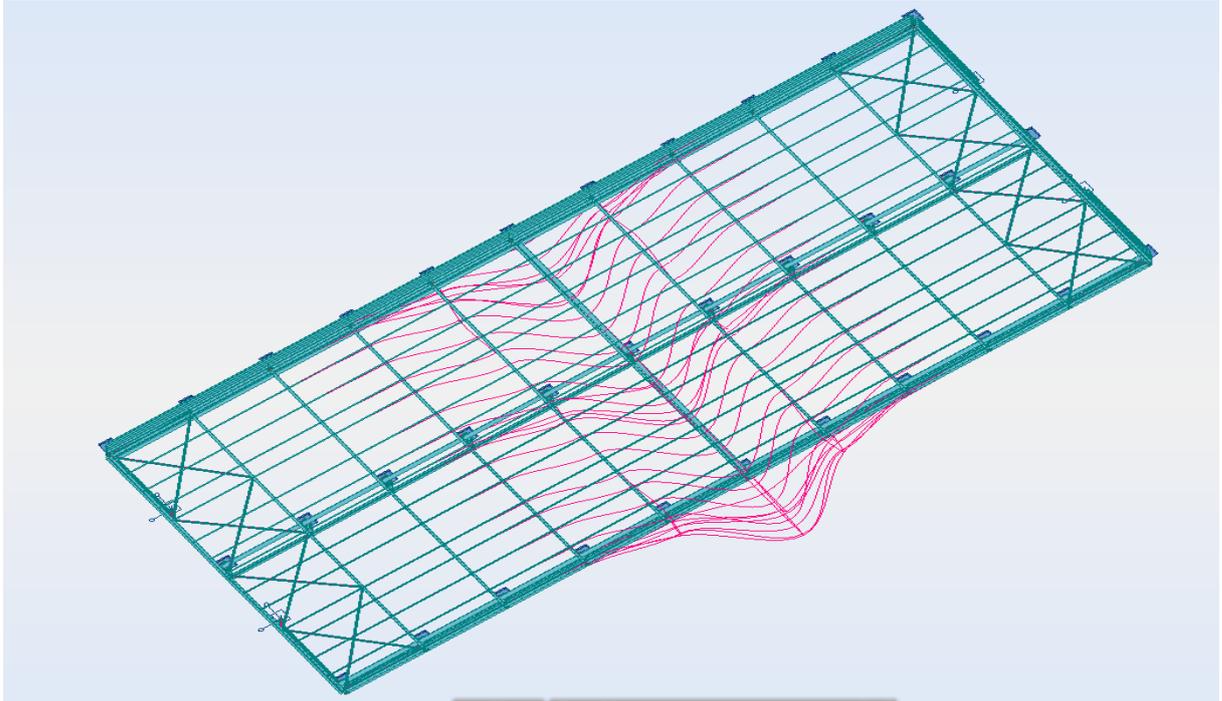


Figure VII.6. Mode déformation (2 mode)

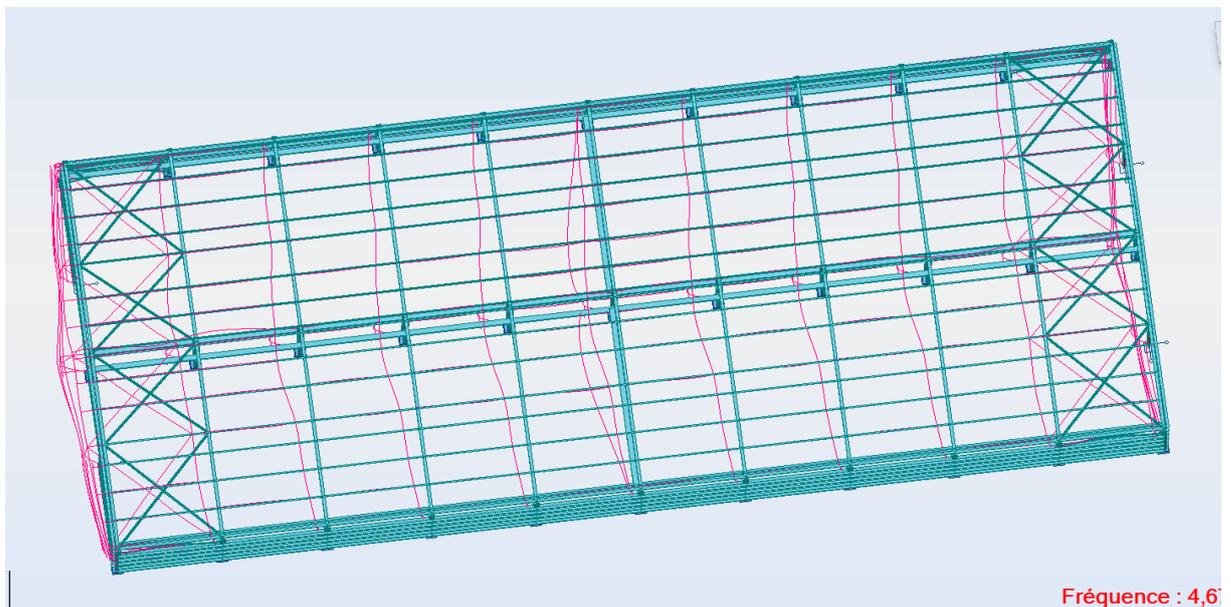
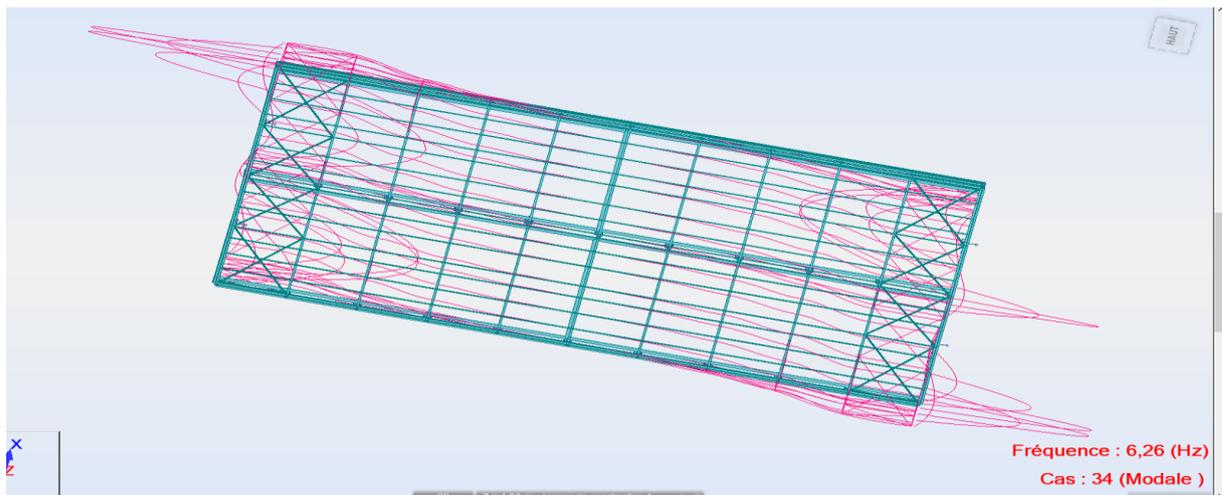


Figure VII.7. Mode déformation (3 mode)**8.4.2. Le deuxième cas (poutre de pont a l'extrémité):**

- torsion selon ZZ pour le premier mode.
- translation selon YY pour le deuxième mode

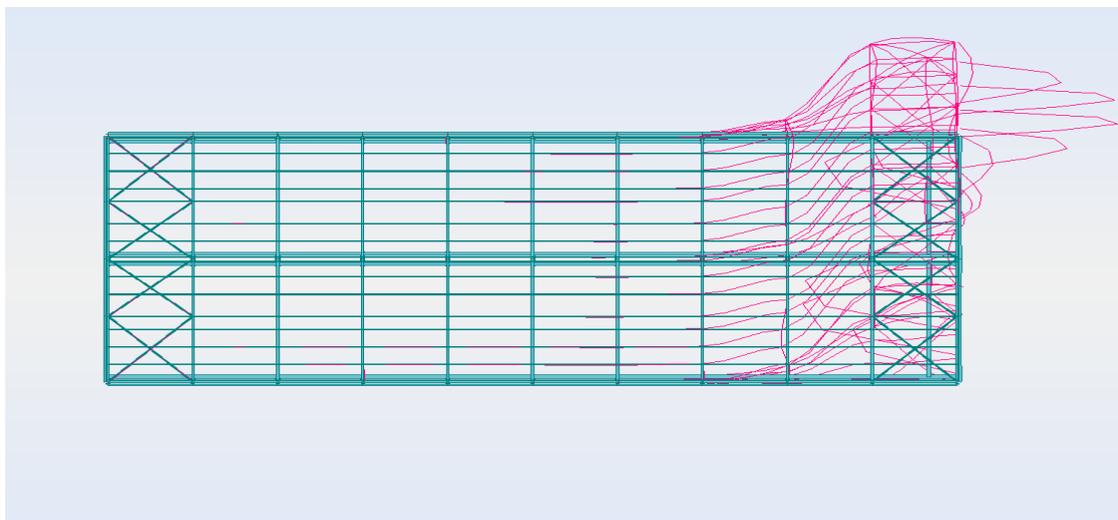
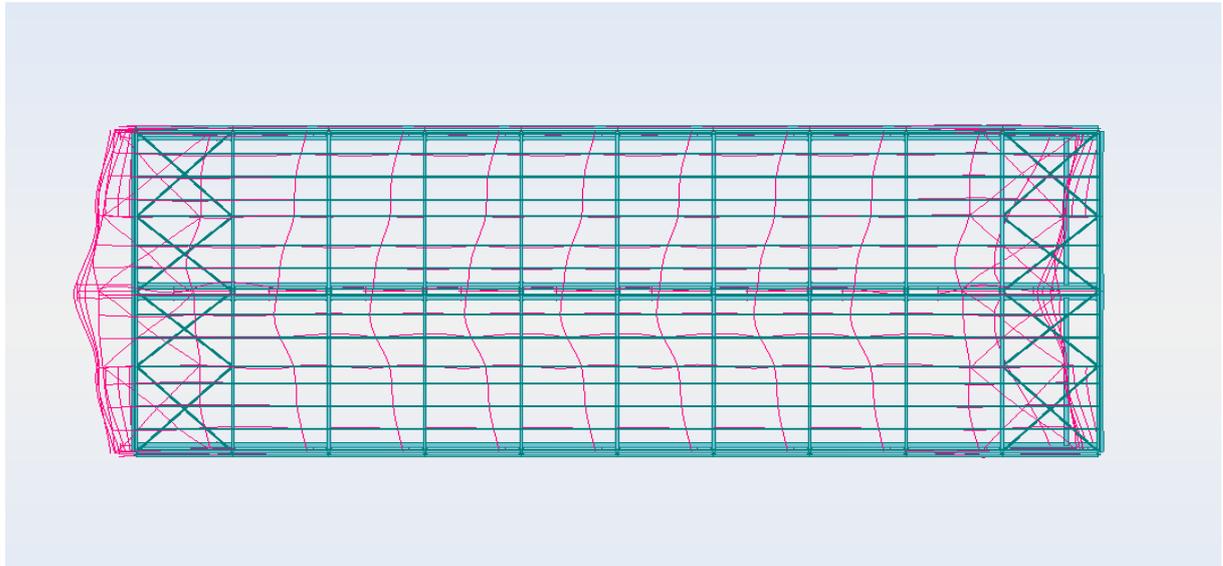
Figure VII.8. Mode déformation (1^{er} mode).

Figure VII.9. Mode déformation (2^{em} mode).**VII.9. Conclusion:**

dans les deux cas de chargement on constate que le premier cas (poutre de pont au milieu) la déformation modale est vérifiée par ce que le centre de gravité de la structure, il est même avec le centre de déformation. par contre deuxième cas (poutre de pont à l'extrémité) n'est pas vérifiée, par ce que le centre de gravité de la structure n'est le même avec le centre de déformation.

donc on va choisir le deuxième cas pour vérifier les déformations modales.

afin d'éviter la torsion dans le cas du pont roulant à l'extrémité de la structure, on doit bloquer (rigidifier) les portiques de rive.

Donc on adopte un système de contreventement en double X.

VII.10. Pourcentage de la participation de masse :**Tableau VII.2 .** Pourcentage de participation massique.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
34/ 1	3,87	0,26	56,35	0,00	-1, #J	56,35	0,00	-1, #J	85716,18	85716,18	0,0
34/ 2	4,47	0,22	56,35	42,46	-1, #J	0,00	42,46	-1, #J	85716,18	85716,18	0,0
34/ 3	4,84	0,21	56,35	42,51	-1, #J	0,00	0,05	-1, #J	85716,18	85716,18	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 89 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

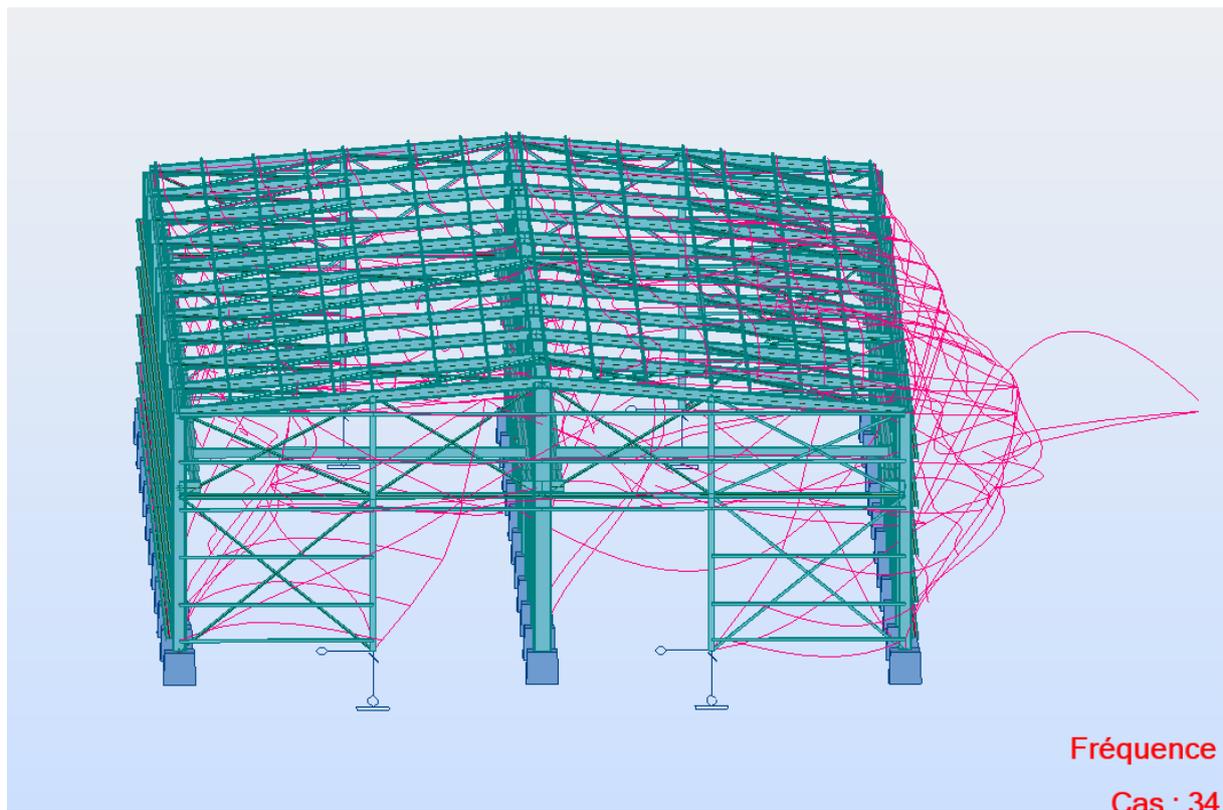
VII.11. Les réponses modales de la structure :

11.1. Déformation modale

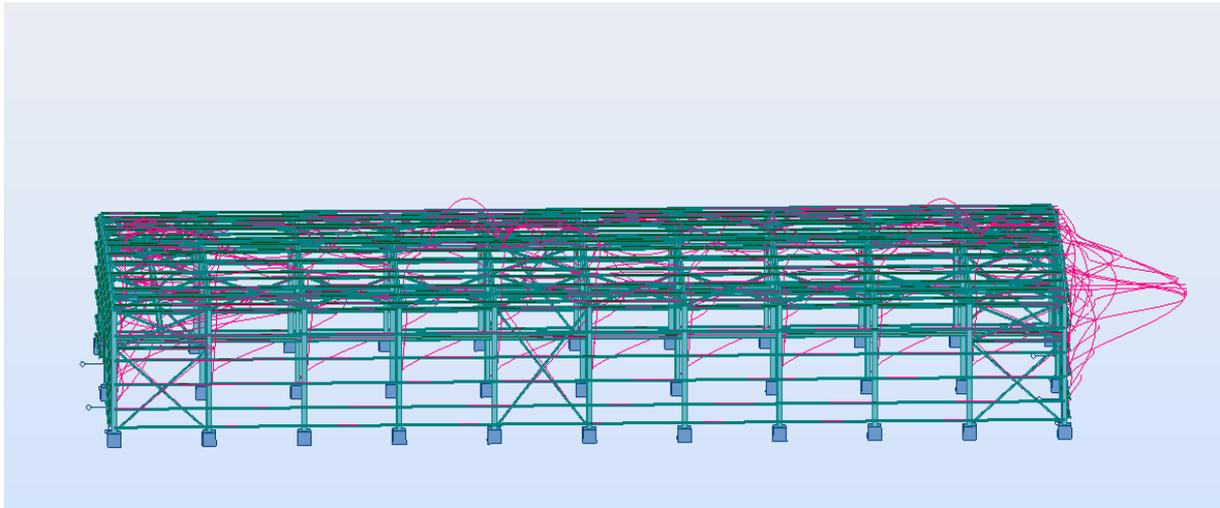
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,26s$, taux de participation de la masse 56.35%

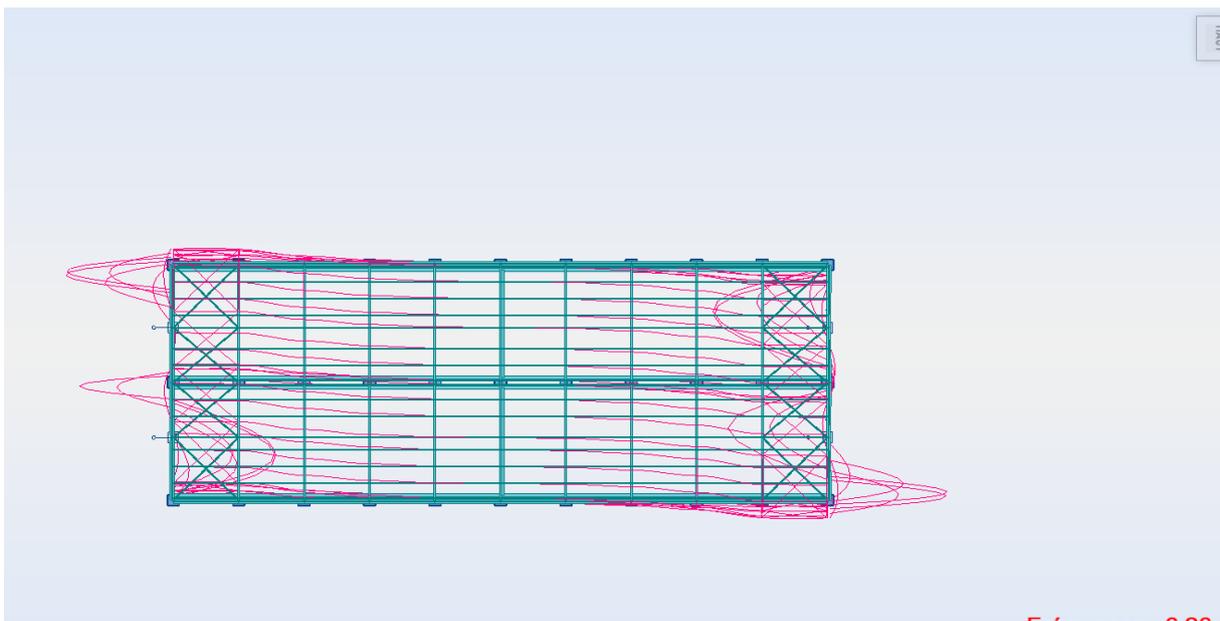
Figure VII.11. Mode de déformation (1).



Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,22s$, taux de participation de la masse 42.46%

Figure VII.11. Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,21s$.

Figure VII.12. Mode de déformation (3).

VII.12. Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

12.1. Les combinaisons de calcul

Notation :

G : Poids propre.

P : poids pont roulant.

N: Action de la neige.

V: Action du vent.

-V_{s.2} : Vent sur la façade principale de pignon avec surpression intérieure.

-V_{d.2} : Vent sur la façade principale de pignon dépression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant:

Tableau VII.3. Combinaisons de calcul.

Combinaison à l'état limite ultime.	Combinaison à l'état limite service.	Combinaison accidentelles.
1.35G+1.5N	G+N	0.8G + E _X
1.35G+1.5P	G+P	0.8G -E _X
G+1.5 V _{s.2}	G+V _{s.2}	0.8G +E _Y
G+1.5 V _{d.2}	G+V _{d.2}	0.8G -E _Y
1.35G+1.5N+1.30P	G+N+0.87P	G+P+1.20 E _X
1.35G+1.5P+N	G+P+0.67N	G+P+ E _Y
1.35G+1.5P+ V _{s.2}	G+P+0.67 V _{s.2}	
1.35G+1.5P+ V _{d.2}	G+P+ 0.67V _{d.2}	
1.35G+1.5 V _{s.2} +1.30P	G+V _{s.2} +0.87P	
1.35G+1.5 V _{d.2} +1.30P	G+V _{d.2} +0.87P	
1.35G+1.5P+ 1.5 V _{s.2} +N	G+P+ V _{s.2} +0.67N	
1.35G+1.5P+1.5 V _{d.2} +N	G+P+V _{d.2} +0.67N	
1.35G+1.5P+1.5N+ V _{s.2}	G+P+N+ 0.67V _{s.2}	
1.35G+1.5P+1.5 N+ V _{d.2}	G+P+N+ 0.67V _{d.2}	

12.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau VII.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Force statique	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
Sens XX	137.64	110.11	273.63	Vérifiée
Sens YY	137.64	110.11	273.63	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à **80%** de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement,

moments,...).

12.3 : Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

- **Déplacement horizontal :**

$h/300$ Sans charge du vent

$h / 150$ Avec charge du ventEC3 Art 4.2.2(1)

Ou h : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$L/200$

Avec : L : longueur de la travéeEC3 tab 4.1

Tableau VII.5 : Déplacement max en situation durable

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	$1.35G+1.50P+V_{s,2}$	$1.35G + 1.5P$	0.5	0.5
Suivant Y	$G+1.5V_{d,2}$	$1.35G + 1.5P$	3	0.1
Suivant Z	$G + 1,5V_{s,2}$	$1.35G + 1.5P$	0,3	0

$$h/300 = 900 / 300 = 3\text{cm}$$

$$h / 150 = 900 / 150 = 3\text{cm}$$

$$L / 200 = 6000 / 200 = 30\text{cm}$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : Situation accidentelle

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un

étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).
Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement $R=4$

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau VII.6: Déplacement relatif des niveaux .

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant X	Suivant Y
Toiture	1.3	2.6

$$\frac{h}{100} = \frac{900}{100} = \mathbf{9 \text{ cm}}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à **9cm**, donc ils sont vérifiés.

CHAPITRE VIII

VERIFICATION DES ELEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en **3D sous Autosek Robot**, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VIII.2. Vérification des poteaux HEA360 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

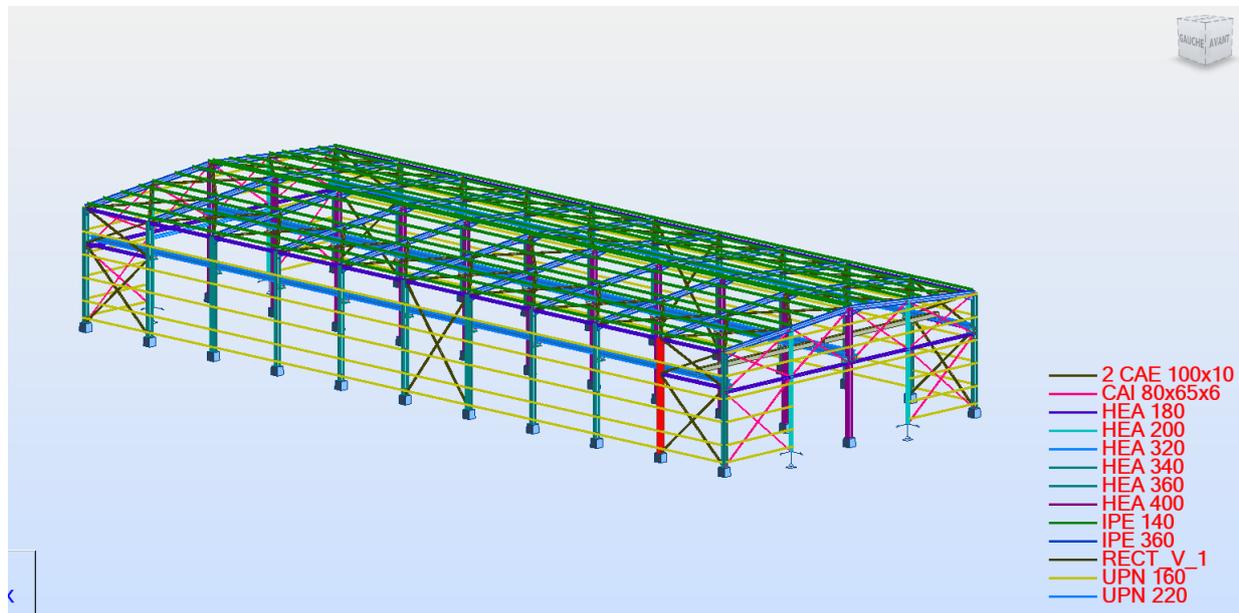
Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

Dans notre cas : les poteau le plus sollicité est le N11 et 12et 789 de hauteur **H=8 m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

- **premier cas : sous (N_{max} et V et M correspond):**

Le poteau N°12 de hauteur H=8m ; comme illustré en rouge sur la figure VII.1 suivante :

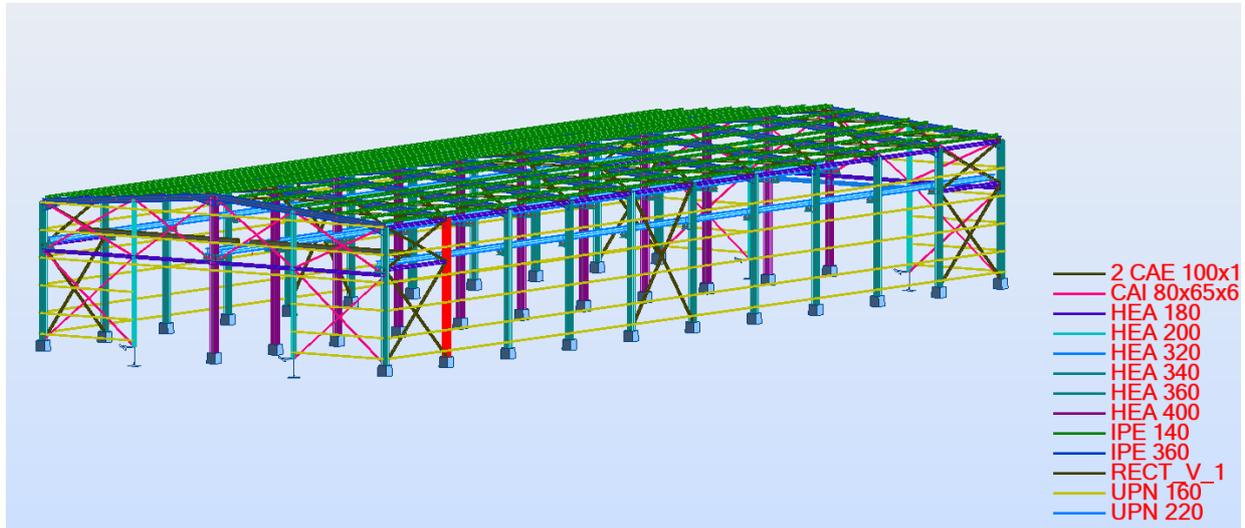
Figure VIII.1: Le poteau le plus sollicité.



- deuxième cas : sous (N et V correspond et M_{\max}).

Le poteau N°11 de hauteur $H=8\text{m}$; comme illustré en rouge sur la Figure VII.2.suivante :

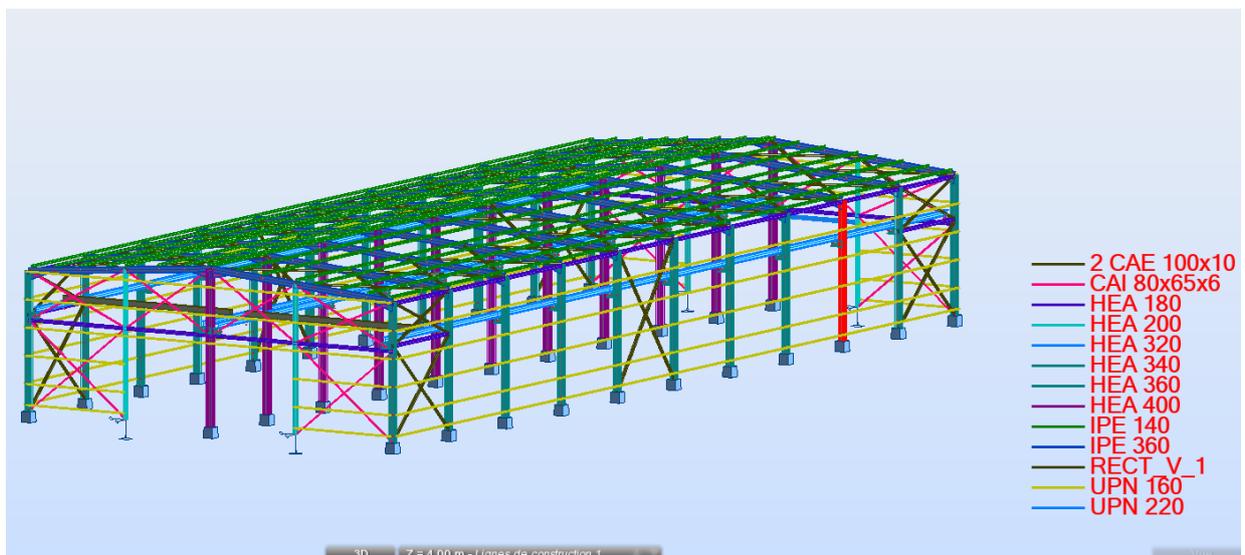
Figure VIII.2: Le poteau le plus sollicité.



- Troisième cas : sous (N et M correspond et V_{\max})

Le poteau N°789 de hauteur $H=8\text{m}$; comme illustré en rouge sur la Figure VII.3.suivante :

Figure VIII.3: Le poteau le plus sollicité.



VIII.3. Vérification par un calcul manuel

Tableau VIII.1 : sollicitations sur le poteau HEA360.

Barre	combinaison	N_{sd} (KN)	V_z (KN)	M_y (KN*m)	M_z (KN*m)
12	1.35G+1.5Q+1.5N+W _{2d}	73.81	4.13	38.06	-0.76
11	1.35G+1.5Q+1.5W _{2s} +N	46.35	30.68	-41.32	0.26
12	1.35G+1.5 W _{2d} +1.5Q+N	46.87	16.55	57.44	-0.09

3.1. Vérification à la résistance

1. Classe de la section

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow (300 / 2 \cdot 21) = 7.14 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie)**

$$d / t_w = 344 / 11.5 = 2991 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : les poteaux de section **HEA360** sont de classe **01**.

$$\text{On a } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$c = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{t_f} = \frac{150}{17.5} = 8.57 < 11 \varepsilon$$

3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

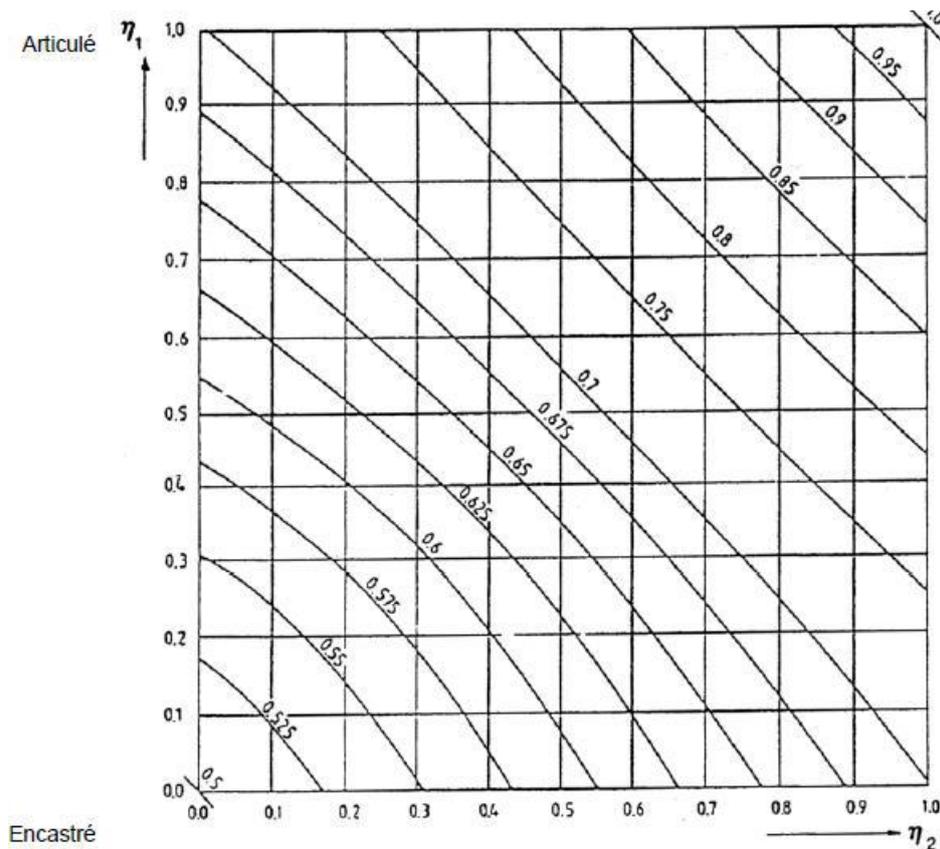
3.2.1. Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

a) Calcul de χ_{\min} :

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

Figure VIII.4 : Annexe Rapport de longueur de flambement L_{cr} / L pour un poteau Mode a nœuds fixe. E.2.1.



3.2.2. Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

- Suivant l'axe y-y :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{33089.8}{148.8}} = 14.91 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 l_{ky}}{i_y} = \frac{400}{14.91} = 26.83$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \text{ Avec } \beta_w = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{26.83}{93.9} \right] = 0.3 > 0.2$$

On doit tenir compte de fait de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1,17 < 1,2$$

$$t_f = 17,5\text{mm} < 40\text{mm} \quad \text{donc on choisie la courbe (a)}$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\bar{\lambda}_y = 0,3 \quad \Rightarrow \quad \chi_y = 0,964$$

- **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$i_z = 7,43$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{150}{7,43} = 20,18$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_{11}} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \left[\frac{20,18}{93,9} \right] = 0,22 > 0,2$$

On doit tenir compte de fait de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1,17 < 1,2$$

$$t_f = 17,5\text{mm} < 40\text{mm} \quad \text{donc on choisie la courbe (b)}$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\bar{\lambda}_z = 0,22 \quad \Rightarrow \quad \chi_z = 1$$

- **Calcul de χ_{\min} :**

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,964, 1) = 0,964$$

3.3. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\left[(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right] \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7,43}}{\left[(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7,43}}{\frac{350}{1,75}} \right)^2 \right] \right]^{0,25}} = 18,93$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,20$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,52 > 0,4 \longrightarrow$ Il n'y pas le risque de déversement

3.4. Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

• Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,22 * (2 * 1,3 - 4) + 0,53 = 0,222$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_z = 1 - \frac{0,222 \times 73,81}{1 \times 142,8 \times 23,5} = 1$$

• Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,3 * (2 * 1,3 - 4) + 0,104 = 1$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1,044$$

$$N_{sd} = 73,81 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 38,06 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = -0,67 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 142,8 \cdot 23,5 / 1 = 3355,8 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 2088,5 * 23,5 * 10^{-2} / 1 = 490,8 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 188,54 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{73,81}{0,964 \cdot 3355,8} + \frac{1 * 38,06}{490,8} + \frac{1 * (-0,67)}{188,54} = 0,1 < 1$$

3.5. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
12 Poteau rive 12	HEA 360	S 235	26,27	20,45	0,10	19 ELU-14

3.6. Pour le deuxième cas :

3.6.1. Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

a. Calcul de χ_{min} :

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

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,964, 1)$$

$$\chi_{min} = 0,964$$

3.6.2. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7,43}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7,43}}{\frac{350}{1,75}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 18,93$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,20$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,52 > 0,4 \longrightarrow \text{Il n'y pas le risque de déversement.}$$

3.6.3. Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \lambda_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

• Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M.Y} - 4) + \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}}$$

$$\mu_z = 0.22 * (2 * 1,3 - 4) + 0.53 = 0.222$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_z = 1 - \frac{0.222 \times 46.35}{1 \times 142.8 \times 23,5} = 1$$

• Suivant l'axe (Y-Y) :

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

$$\mu_y = 0.3 * (2 * 1,3 - 4) + 0.104 = -0.376$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1.044$$

$$N_{sd} = 46.35 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = -41.32 \text{ KN}$$

$$M_{z.sd} = -0.26 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 142.8 \cdot 23.5 / 1 = 3355.8 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 2088.5 * 23.5 * 10^{-2} / 1 = 490.8 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 188.54 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{46.35}{0,964 \cdot 3802.73} + \frac{1.044 * (-38.99)}{755.74} + \frac{1 * 0.26}{226.89} = 0,2 < 1$$

3.7. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
11 Poteau rive 11	 HEA 360	S 235	26.27	20.45	0.11	16 ELU-11

3.8. Pour le troisième cas

3.8.1. Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

a. Calcul de χ_{min} :

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

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,964, 1)$$

$$\chi_{min} = 0,964$$

3.8.2. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7,43}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7,43}}{\frac{350}{1,75}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 18,93$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,20$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,52 > 0,4 \longrightarrow$ Il n'y pas le risque de déversement.

3.8.3 Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \lambda_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \lambda_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

- Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0.22 * (2 * 1,3 - 4) + 0.53 = 0.222$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_z = 1 - \frac{0.222 \times 46.87}{1 \times 142.8 \times 23,5} = 1$$

• **Suivant l'axe (Y-Y) :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,Y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0.3 * (2 * 1,3 - 4) + 0.104 = -0.376$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1.044$$

$$N_{sd} = 46.87 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 57.44 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = -0.09 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 142.8 \cdot 23.5 / 1 = 3355.8 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 2088.5 * 23.5 * 10^{-2} / 1 = 490.8 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 188.54 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{46.87}{0,964 \cdot 3802.73} + \frac{1.044 * (57.44)}{755.74} + \frac{1 * (0.09)}{226.89} = 0,091 < 1$$

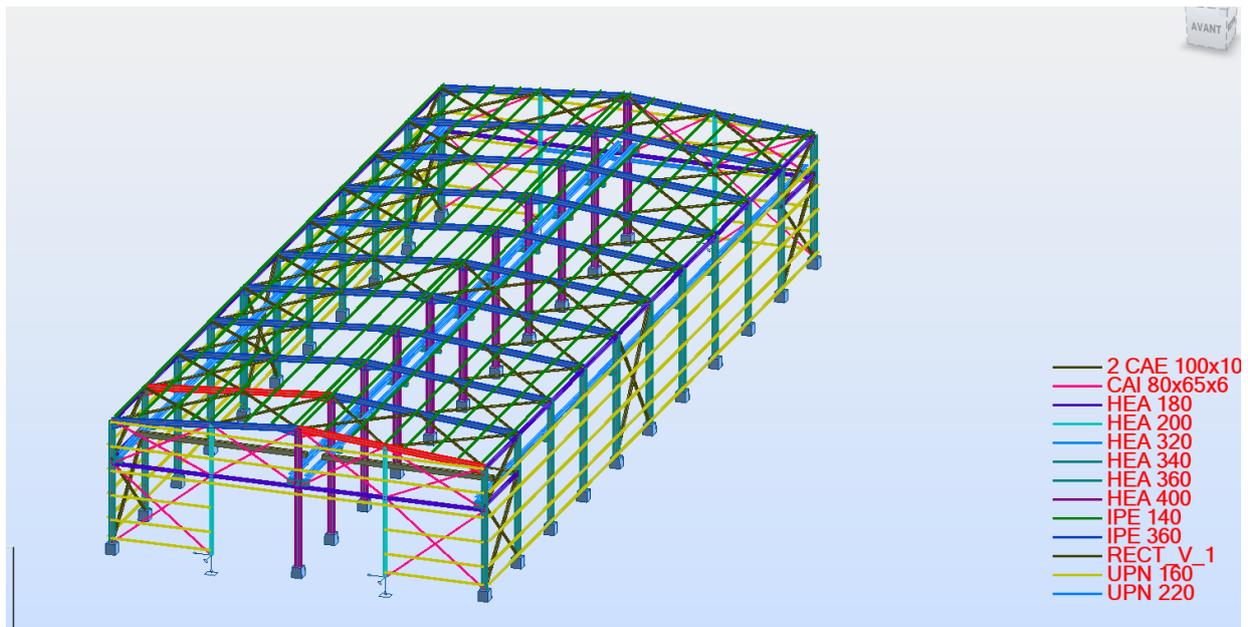
3.9. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
789 Poteau rive 78	 HEA 360	S 235	26.27	20.45	0.13	17 ELU-12

VIII.4. Vérification des traverses :(IPE360)

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°5 et 13 de longueur $L = 12.04$ m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

Figure VIII.5: les traverses les plus sollicité.



- Charges repaires sur la traverse
- Poids du panneau sandwich
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

4.1. Caractéristiques de la traverse

Tableau VIII.2: Caractéristiques du profile IPE360.

	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf (mm)	r(mm)
IPE 360	360	170	8	12.7	18
	A(cm ²)	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	Wply(cm ³)	Wplz(cm ³)
	72.7	16265.6	1043.20	1019.1	191.1

4.2. Vérification de la section à la résistance :

a. Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier les éléments les plus sollicités (**barre N°13 et 5**)

Tableau VIII.3 : sollicitations sur le poteau IPE360

Barre	combinaison	N _{sd} (KN)	V _z (KN)	M _y (KN*m)
5	1.35G+1.5Q+1.5V _{2S} +N	19.36	17.12	3.21
13	G-1.5W _{2S}	-37.80	16.27	54.93

4.3. Classe de la section (Barre 5)

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{30}{1.9} = 7.89 \leq 10\varepsilon$$

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

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{19.36}{0.8 \times 23.5} = 1.1$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left(\frac{29.86 + 1.1}{2} \right) = 0.51 \leq 1 \quad \text{Avec} \quad \alpha > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.33$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 72$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

La section de **IPE360** est de **classe 01**

4.4. Condition de résistance

4.4.1. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 17.12 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35.1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 476.22 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{17.12}{476.22} = 0.04 < 0.5$$

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

4.4.2. Vérification de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 19.36 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.7 \times 23.5}{1} = 1708.45 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 427.11$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 346.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min(427.11 \text{ KN}; 346.86 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 19.36 < 346.86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

4.4.3. Vérification de la résistance de la section transversale :

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.1 \times 23.5}{1.1} = 217.72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 3.21 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 217.72 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

4.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

4.5.1. Flexion composée avec risque de flambement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

4.5.2. Flexion composée avec risque de déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

4.5.3. Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{\min} :

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_y = 1204 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1204}{14.96} = 80.48$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec : $B_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{80.48}{93.9} \right) = 0.85 > 0.2 \implies \text{il ya de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.1 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

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

$$\phi_y = 0.5 \times \left[1 + 0.21 \times (0.85 - 0.2) + 0.85^2 \right] = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.85^2}}$$

$$\chi_y = 0.76$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.5m$

Pour l'IPE360, les rayons de giration sont : $i_y = 14.95\text{cm}$ et
 $i_z = 3.79\text{cm}$

4.5.5. Calcule Les Élançement

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3.79} = 39.6$$

L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{39.6}{93.9} \right) = 0.42 > 0.2 \implies \text{il ya de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b $\alpha_z = 0.34$

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

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + 0.34 \times (0.42 - 0.2) + 0.42^2 \right] = 0.63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.63 + \sqrt{0.63^2 - 0.42^2}}$$

$$\chi_z = 0.91$$

Donc : $\chi_{\min} = \min(\chi_z; \chi_y) = \min(0.76, 0.91) = 0.76$

4.6. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} \leq 1$$

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

Avec :

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} : \text{L'élançement réduit pour le déversement.}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9$$

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{IPE360: } i_z=3.79 \text{ cm, } h=36 \text{ cm, } t_f=1.27\text{cm} \Rightarrow c_1=1.12 \leq 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{3.79}}{(1.12)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{150}{3.79}}{\frac{36}{1.27}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT}=36.53$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{36.53}{93.9} \right) = 0.38 < 0.4 \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de déversement}$$

4.7. Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion: suivant y-y:

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

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

$$\psi = \frac{41.95}{43.33} = 0.97 \Rightarrow \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(0.97) = 1.12$$

$$MQ = |\max M| = 43.33 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |41.95| + |43.33| = 85.28 \text{ KN.m}$$

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

$$\beta_{My} = 1.12 + \frac{43.33}{85.28} \times (1.3 - 1.12) = 1.21$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0.85 \times (2 \times 1.12 - 4) + \frac{1019.1 - 903.6}{903.6} = -1.4 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.40) \times 19.36}{0.76 \times 72.7 \times 23.5} = 0.98 \leq 1.5$$

4.8. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

• Application numérique :

$$\frac{19.36}{0.76 \times 1708.45} + \frac{0.98 \times 3.21}{217.72} = 0.116 < 1.$$

4.9. Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

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

4.10. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
5 traverse 5	 IPE 360	S 235	73.31	317.39	0.10	8 ELU-3

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE360** est adéquat comme traverse.

VIII.5. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :

5.1. Pignon 2 (L100*10)

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le pignon, qui est la barre N°985; comme illustré en rouge sur la **figure VIII.6** suivante :

Figure VIII.6: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon

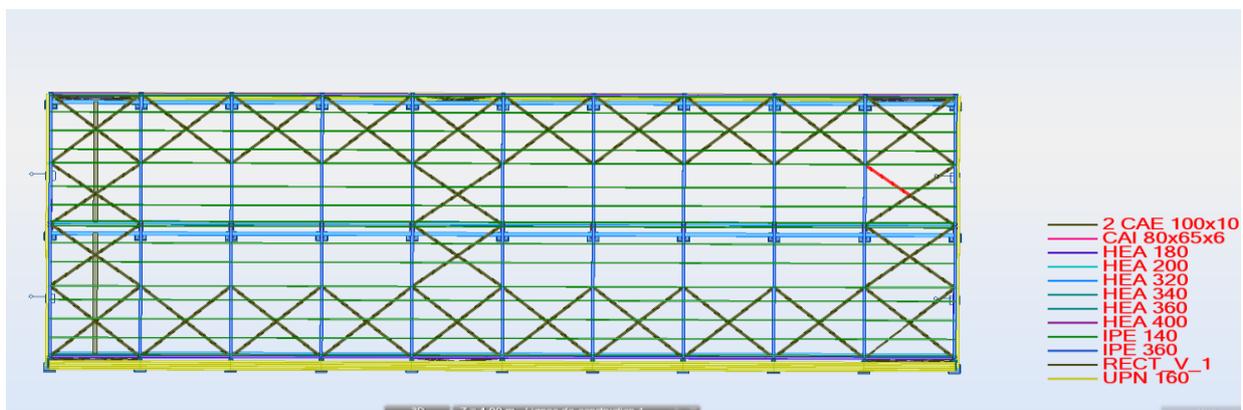


Tableau VIII.4: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Traction	G+Q+1.20E _X	13.30
Compression	0.80G-E _X	-12.49

5.1.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 38.30 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{38.30 \times 23,5}{1} = 900 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 13.30 \text{ KN} < N_{rd} = 267.9 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

5.2. Long pan 2(L100*10) :

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le long pan, qui est la barre N°1061; comme illustré en rouge sur la **figure VIII.7** suivante :

Figure VIII.7: La diagonale la plus sollicitée suivant le long pan

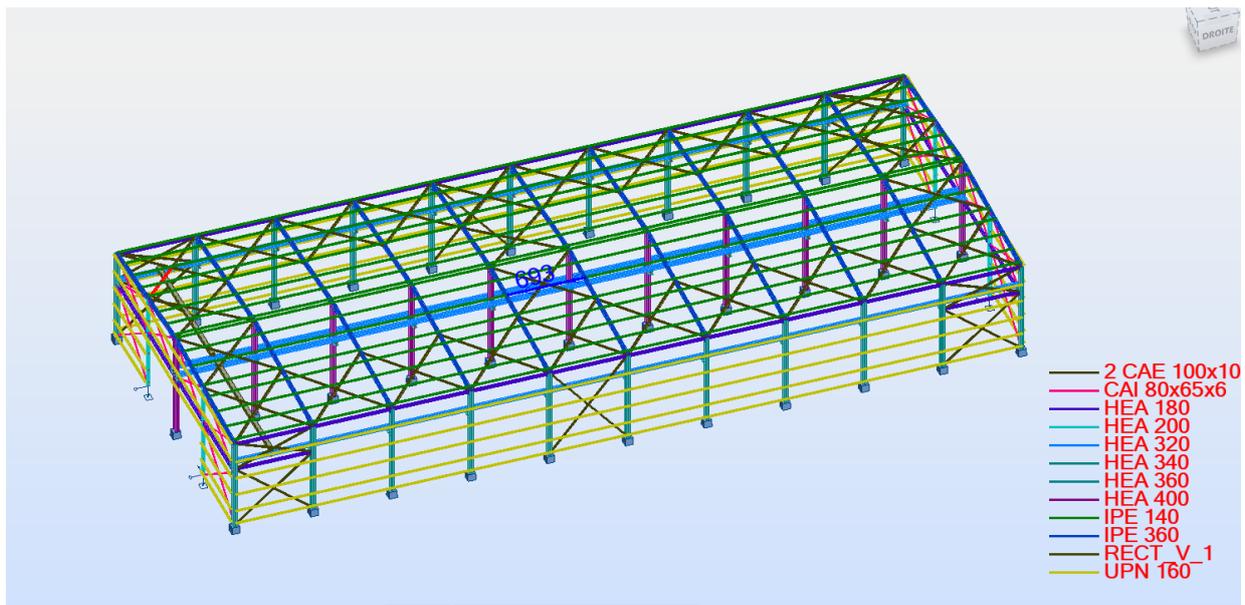


Tableau VIII.5: Les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N_{sd} (KN)
Traction	$1.35G+1.5Q+1.5V_{s,d}+N$	54.22
Compression	$G+1.5V_{s,2}$	-22.68

5.2.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 38.30 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{38.30 \times 23,5}{1} = 900 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 54.22 \text{ KN} < N_{rd} = 267.9 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

VIII.6. Vérification du contreventement de la poutre sablière du pont roulant :

Tableau VIII.6 : les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	Combinaisons	$N_{sd}(\text{KN})$
Compression	0.80G+ -E _x	-40.97
Traction	1.35G+Q+1.2E _x	61.94

6.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a HEA180: $A = 45.25 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{45.25 \times 23,5}{1} = 1063.375 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 61.94 \text{ KN} < N_{rd} = 472.35 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

6.2. Vérification au flambement de la poutre sablière:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 61.94 \text{ KN}$$

$$l_k = 600 \text{ cm}$$

$$A = 45.25 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 7.45 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.52 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.45} = 80.54$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{4.52} = 132.74$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{80.54}{93,9} \right] = 0,86 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{132.74}{93,9} \right] = 1.41$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,86 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1.41 > 0,2 \end{cases} \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,65$$

$$\chi_z = 0,32$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,32$$

$$N_{rd} = 0,32 \times 45.25 \times 1 \times \frac{23,5}{1} = 340.28 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 53.27 \text{KN} < N_{rd} = 340.28 \text{KN} \quad \text{vérifié}$$

6.3. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 poutre sablire						
1485 poutre sablira	HEA 180	S 235	75.19	123.88	0.21	17 ELU-12

VIII.7. Vérification des diagonales de la palée de stabilité:

7.1. Pignon : (L80*65*6)

Tableau VIII.7: les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	G+Q+1.2E _x	-19.54
Traction	0.80G-E _x	25.54

7.2. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 8.38 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{8.38 \times 23,5}{1} = 196.93 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 25.54 \text{ KN} < N_{rd} = 196.93 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

7.3. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 pignon						
1462 palee pignon	CAI 80x65x6	S 235	327.40	425.06	0.16	17 ELU-12

7.4. long pan : 2(L100*10)

Tableau VIII.8 : les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	Combinaisons	$N_{sd}(\text{KN})$
Compression	G-E _Y	-20.19
Traction	1.35G+1.5Q+1.5V _{2D} +N	17.51

7.5. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 38.30 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{38.30 \times 23,5}{1} = 900 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 17.51 \text{ KN} < N_{rd} = 324,77 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

7.6. Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 long pang						
1377 palee long pa	2 CAE 100x10	S 235	164.61	111.12	0.11	17 ELU-12

CHAPITRE IX

CALCUL DES ASSEMBLAGES

IX.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants en présence

2. Fonctionnement des Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) le rivetage :

Ce méthode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par ma construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblage boulonné

b) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance

(HR) il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance .

on distingue deux types de boulons qui se différencient caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- les boulons de charpente métallique .

- les boulons a haute résistance.

Tableau IX. 1: Caractéristiques mécaniques des acier pour boulons.

Boulons	Classe de qualité	F_{YB} [N/mm ²]	F_{ub} [N/mm ²]
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
à haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

c) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

d) Le coulage :

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi les assemblage:

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Tableau IX. 2: Principales caractéristiques géométrique des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : diamètre nominal du trou.

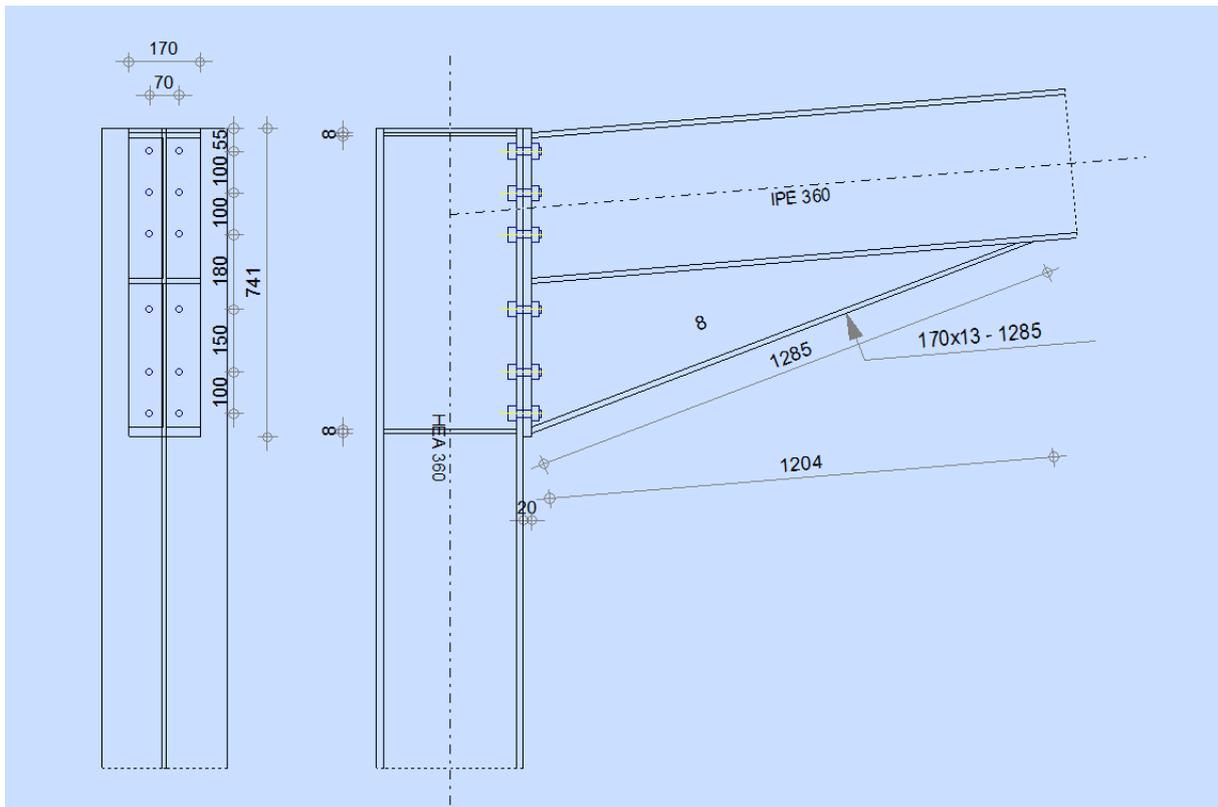
A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

IX.3 Assemblage poteau _ traverse :

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Figure IX.1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.



On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Section résistante de la partie filetée : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Poteau HEA360

Traverse: IPE360

$M_{\max} = 427.47 \text{ KN.m}$

$N_{\max} = 132.12 \text{ KN}$

$V_{sd_{\max}} = 185.34 \text{ KN}$

3.1. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 686 \text{ mm}$. $d_2 = 586 \text{ mm}$. $d_3 = 486 \text{ mm}$.

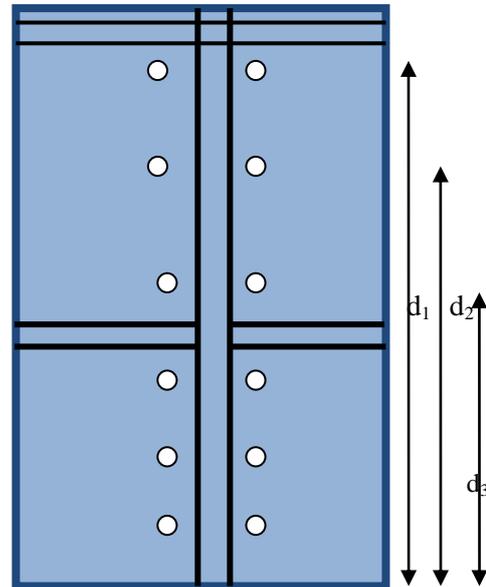
$$\sum d^2 = (686)^2 + (586)^2 + (486)^2 = 1.05 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{427.47 \times 0.686}{1.05} = 279.3 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{427.47 \times 0.586}{1.05} = 238.6 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{427.47 \times 0.486}{1.05} = 197.9 \text{ KN}$$



3.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{279.3 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} \Rightarrow A_s = 249.4 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M22

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 24 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 303 \text{ mm}^2$; $A = 380 \text{ mm}^2$

Avec $P_2 = 70 \text{ mm}$

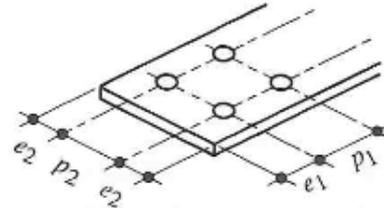
3.3. Condition de résistance des boulons :

➤ Distance entre axe des boulons :

Avec : $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 24 = 52 \text{ mm} \quad P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$



● Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 56 \text{ mm}$.

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$ On prend : $P_2 = 150 \text{ mm}$

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 56 \text{ mm}$

3.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_S = 0,7 \times 800 \times 10^{-3} \times 380 = 212,8 \text{ KN par boulon}$$

Et $107,52 \times 2 = 215,04 \text{ KN}$ pour les autres rangers a deux boulons

$$M_R = \frac{212,8 \times 1,05}{0,686} = 458,32 \text{ KN.m} > M_{sd} = 427,47 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

3.5. Vérification :

3.6. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

$\mu =$ coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

n = nombre d'interfaces de frottement = 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 212.8 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{132.12}{2} = 66.06 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{185.34}{12} = 15.445 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction.

$$F_{VR} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212.8 - (0.8 \times 66.06))}{1.25} = 38.39 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 15.445 \text{ KN} < F_{VR} = 38.39 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

3.7. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm}$$

$$t_p = 17.5 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA360})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 3.24 \times 1.75 \times \frac{36}{1.25} = 307.65 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 307.65 \text{ KN} > F_{t.sd} = 38.39 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

3.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P=10cm) .

$$\text{Donc : } F_{t.Rd} = 1 \times 0.8 \times \frac{23.5}{1} = 18.8 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$\cdot F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{427.47}{0.35 - 0.0175} = 542.8 \text{ KN} < F_{t.Rd} = 18.8 \text{ KN} \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

3.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $F_{Vrd} = 542.8 \leq F_{cRd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

$$B_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec:

$t_w = 10$ mm épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 13.5$ mm épaisseur de la traverse

$t = 20$ mm épaisseur de la platine

$t_p = 17.5$ mm épaisseur de la semelle du poteau

$$r=27$$

$$b_{eff} = 276 \text{ mm}$$

$$F_{vrd} = 542.8 \text{ KN} < F_{crd} = 564 \text{ KN}$$

condition vérifiée

3.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{VRd}$

$$F_{VR} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_{VR} = 0.58 \times 23.5 \times 35 \times \frac{1}{1} = 477.05 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{180.47}{0.35 - 0.0175} = 542.8 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 477.05 \text{ KN} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

3.11. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

➤ Epaisseur de la platine :

Soit $e = 20 \text{ mm}$

➤ Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8.6 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

➤ Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 13.5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

• Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 185.34 / 2 = 92.67 \text{ KN}$

• Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 340 - 8 = 372 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 427.47 / 0,372 = 485.13 \text{ KN}$$

3.12. Vérification :

- **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{485.13 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{7 \cdot 36} = 3.33 \text{ cm}$$

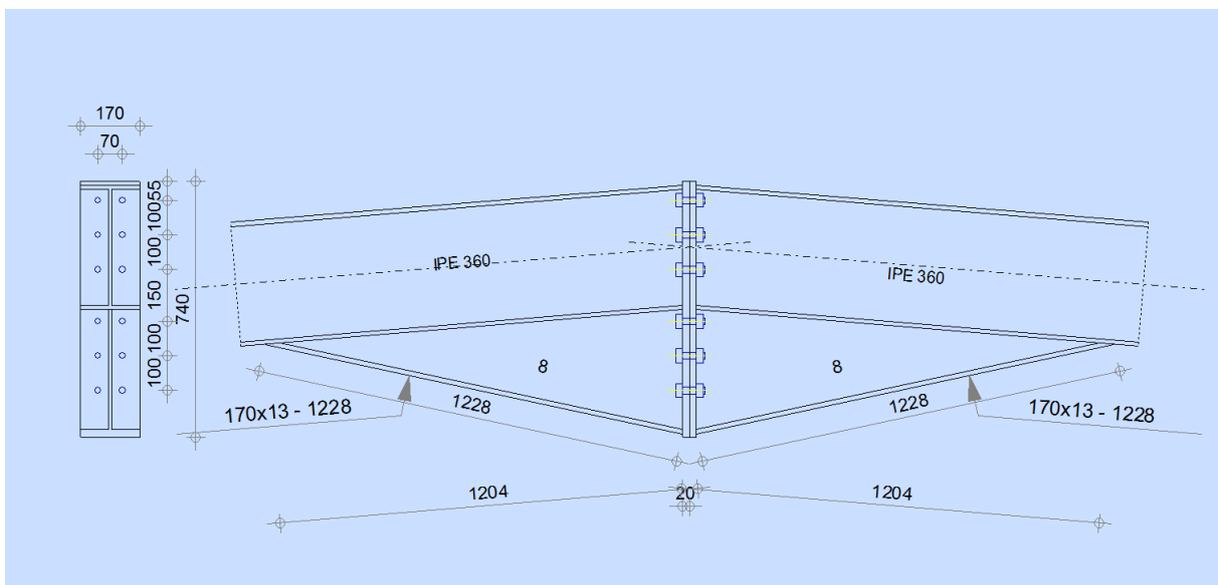
$$L = 37.2 \text{ cm} > 3.33 \text{ cm}$$

Vérifiée

IX.4. Assemblage traverse _ traverse

- **Traverse IPE360-IPE360 :**

Figure IX .2: Représentation de l'assemblage traverse-traverse .



On choisit des boulons de classe 8.8.

Nombre de boulons = 12

Traverse : IPE360,

$$M_{\max} = 324,88 \text{ KN.m}, \quad V_{sd_{\max}} = 23,86 \text{ KN.}$$

4.1. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 390 \text{ mm}, d_2 = 310 \text{ mm}, d_3 = 230 \text{ mm}.$$

$$\sum d_i^2 = 0,30 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_e \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 422.344 \text{ KN}, \quad N_2 = 335.71 \text{ KN}, \quad N_3 = 249.07 \text{ KN}.$$

4.2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{422.344 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 301.67 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M22

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 24 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 303 \text{ mm}^2$; $A = 380 \text{ mm}^2$

4.3. Condition de résistance des boulons :

➤ **Distance entre axe des boulons :**

● **Entre axe des boulons :**

$$P_1 = 70 \text{ mm}, \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}.$$

$$P_2 = 80 \text{ mm}, \quad \text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}.$$

Pince longitudinale

Pince transversale

$$e_1 = 21,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 27 \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } e_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\text{On prend : } e_2 = 70 \text{ mm}.$$

4.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$F_P = 212.1$ KN par boulon

Et $212.1 \times 2 = 424.2$ KN pour chaque rangers

$$M_R = \frac{424.2 \times 0.3}{0.39} = 326.31 \text{ KN.m} > M_{sd} = 324,88 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

4.5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec : $\mu = 0,3$, $K_S = 1$, $\gamma_{ms} = 1,25$, $n = 1$.

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 303 \times 10^{-3} = 169.7 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = 49,15 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd \text{ Max}}}{n} = \frac{23,86}{10} = 2,38 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (169.7 - (0.8 \times 49.15))}{1.25} = 31.29 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 2,38 \text{ KN} < F_{VR} = 31.29 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

4.6. Vérification au poinçonnement :

$$\text{Il faut vérifier que : } B_{prd} > F_{t.sd}$$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm}, \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$t_p = 20 \text{ mm épaisseur de la platine}$$

D'où $B_{prd} = 352,68 \text{ KN}$

Donc $B_{prd} = 352,68 \text{ KN} > F_{t.sd} = 49,15 \text{ KN}$ **Vérifiée**

4.7. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

➤ Epaisseur de la platine :

Soit $e = 30 \text{ mm}$

➤ Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8,6 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

➤ Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 23,86 / 2 = 11,93 \text{ KN}$

- Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 360 - 8,6 = 351,4 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 324,88 / 0,351 = 925,58 \text{ KN}$$

4.8. Vérification :

- Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

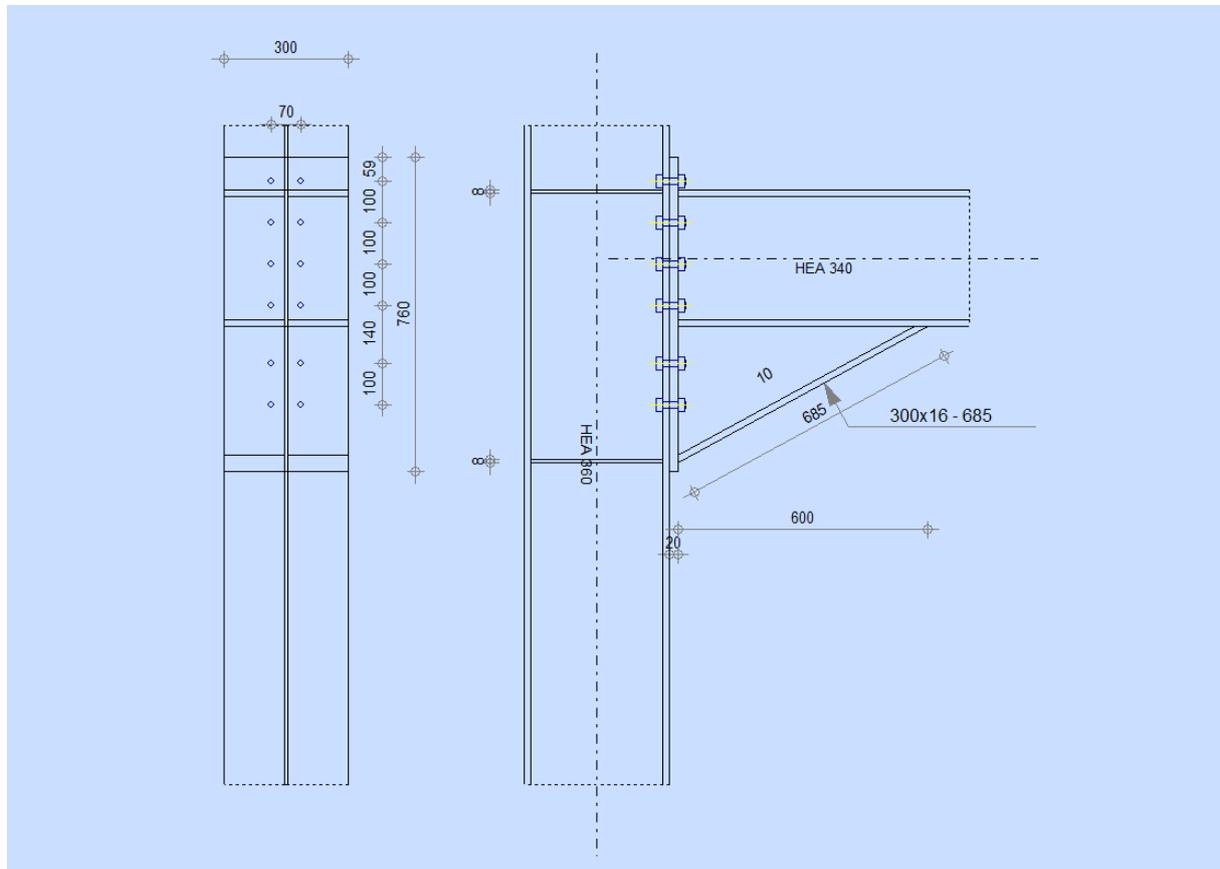
$$\beta_w = 0,8, \quad \gamma_{mw} = 1,25, \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$L = \frac{925,68 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{7 \cdot 36} = 6,36 \text{ cm}$$

$$L = 35,64 \text{ cm} > 6,36 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

IX.5. Assemblage poteau _ support de chemin de roulement:

Figure IX.3: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.



On choisit des boulons de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files : $n = 2$

Poteau HEA360

Traverse : HEA340

$M_{\max} = 290.63 \text{ KN.m}$ $V_{sd_{\max}} = 468.51 \text{ KN}$.

5.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 500 \text{ mm}$ $d_2 = 400 \text{ mm}$ $d_3 = 300 \text{ mm}$.

$$\sum di^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0,5m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{290.63 \times 0.50}{0.5} = 290.63 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{290.63 \times 0.40}{0.5} = 232.5 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{290.63 \times 0.30}{0.5} = 174.38 \text{ KN}$$

5.2. Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{290.63 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 207.59 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M20

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_S = 245 \text{ mm}^2$

5.3. Condition de résistance des boulons:

- **Distance entre axe des boulons :**
- **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 110 \text{ mm}$

•Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.5d_0 \quad e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

•Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

5.4. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times fub \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

Soit $171,5 \times 2 = 343 \text{ KN}$ pour les autres rangers a deux boulons

$$M_R = \frac{343 \times 0.5}{0.5} = 343 \text{ KN.m} < M_{sd} = 290.63 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

5.5. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous a tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times fub \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 392.7 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{290.63}{2} = 145.32 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{290.63}{12} = 24.22 \text{ KN}$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (392.7 - (0.8 \times 145.32))}{1.25} = 66.35 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24.22 \text{ KN} < V_R = 66.35 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

5.6. Vérification au poinçonnement

$$\text{Il faut vérifier que : } B_{prd} < F_{t.sd}$$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm} \quad t_p = 13 \text{ mm (} t_f \text{ de poteau HEA280)} \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 3,24 \times 1,3 \times \frac{36}{1,25} = 228,54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 228,54 \text{ KN} < F_{t.sd} = 145,32 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

5.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=11 \text{ cm}$) .

$$\text{Donc : } F_{t.Rd} = 11 \times 0,8 \times \frac{23,5}{1} = 206,8 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad \text{EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{290,63}{0,27 - 0,013} = 1130,86 \text{ KN} > F_{t.Rd} = 206,8 \text{ KN} \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

5.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que : $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3(b_{eff} / h)^2)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque : $\sigma_{c.Sd} \leq 0,7f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque : $\sigma_{c.Sd} > 0,7f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{468.52}{97.3} + \frac{290.63 \times 10^2}{1012.8} = 33.51 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 33.51 > 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y = 1,7 - (33.51/23.5) = 0.27$$

Avec :

$t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 253.75 \text{ mm}$$

t_{fb} : épaisseur de la semelle du poutre.

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau.

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

a_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et : $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{25.37 \times 19.6 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.869 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0.869 - 0.2) / 0.869^2 = 0.886$$

$$\text{On aura : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}} = \frac{0.27 \times 0.886 \times 25.37 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{25.37}{27} \right)^2}} = 70.78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = (290.69 + 232.5 + 174.38) = 697.57 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 15mm)

5.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1} = 267.64$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{290.63}{0.27 - 0.013} = 1130.86 \text{ KN} > V_R = 206.8 \text{ KN} \dots\dots \text{Non vérifiée}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque coté (épaisseur 12mm)

D'où : $t_w = 0.8 + 2.4 = 3.2 \text{ mm}$

$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{3.2}{1} = 1177.63 \text{ KN}$$

$V_R = 1177.63 \text{ KN} > F_V = 1130.86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

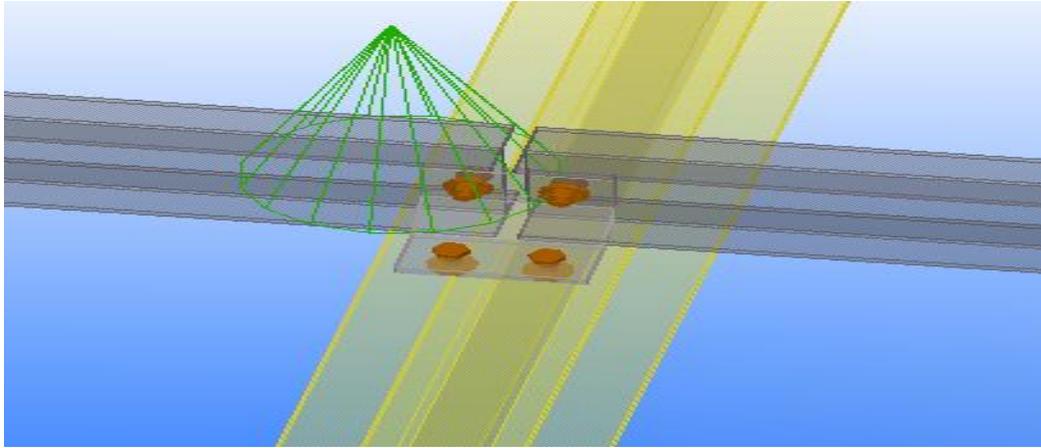
IX.6. Assemblage de l'échantignolle :

6.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec R_{vz} (chaque boulon reprend une seule panne).

Figure IX.4: Vue perspective de l'échantignole.



On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire à fin de réaliser une articulation.

R_z : réaction de la panne sous la combinaison G-1.5W

$R_{Vz\max} = 12.97 \text{ KN}$ est celui due au vent (ChapitrIII -2.1).

$R_{vy\max} = 4.95 \text{ KN}$ est celui due au poids propre de la panne.

6.2. Dimensionnement des boulons:

$$F_{Vsd} = \frac{R_{Vz\max}}{n \cdot p} = \frac{12.97}{1} = 12.97 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 12.97 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 54.04 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M10 avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 11 \text{ mm}$

6.3. Moment résistant effectif de l assemblage:

$$M_Z = R_Z \cdot d_1 \quad R_Z: \text{effort de traction.}$$

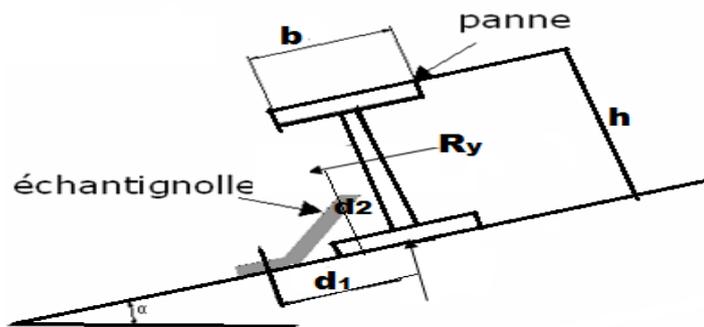
$$M_Z = 12.97 \cdot 9 = 11.67 \text{ KN.m}$$

$$F_{t.sd} = \frac{M \cdot d_1}{n \cdot d_1} \quad n: \text{nombre de boulons}$$

$$F_{t.sd} = \frac{11.67 \cdot 0.9}{2 \cdot 0.9} = 6.48$$

$M_Y = R_Y \cdot d_2$ R_Y : effort de cisaillement

$$M_Y = 4.95 \cdot 7 = 3.5 \text{ KN.m}$$



6.4 . Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$R_{vy} = 4.95 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre III p 65}).$$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0.9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 0.58 \times \frac{60}{1.25} = 25.056 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{60}{1.25} = 13.92 \text{ KN}$$

$$\frac{12.97}{13.92} + \frac{6.48}{1.4 \times 25.056} = 0.856 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

7.2.5. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

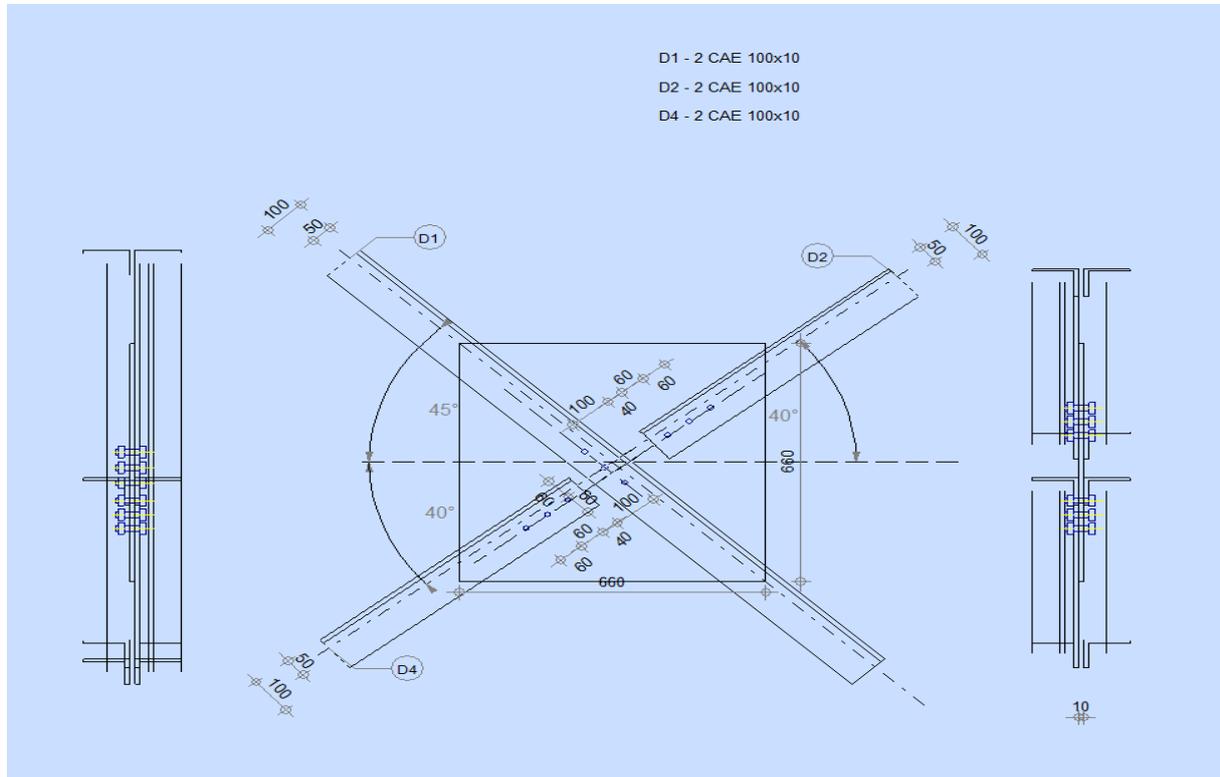
$$F_{p.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.5 \times 0.8 \times \frac{36}{1.25} = 80.64 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 80.64 \text{ KN} > F_{V.sd} = 12.97 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX.7. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

IX.7.1 Long pan

Figure IX.5: Représentation de l'assemblage diagonale long pan



L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,Sd}=242.95$ KN.

7.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

➤ Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Dans ce genre d'assemblage, les boulons sont sollicités en cisaillement seul, les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N=15.76 \text{ KN} \leq 450 \text{ KN} \quad \text{d'où } e = 10\text{mm}$$

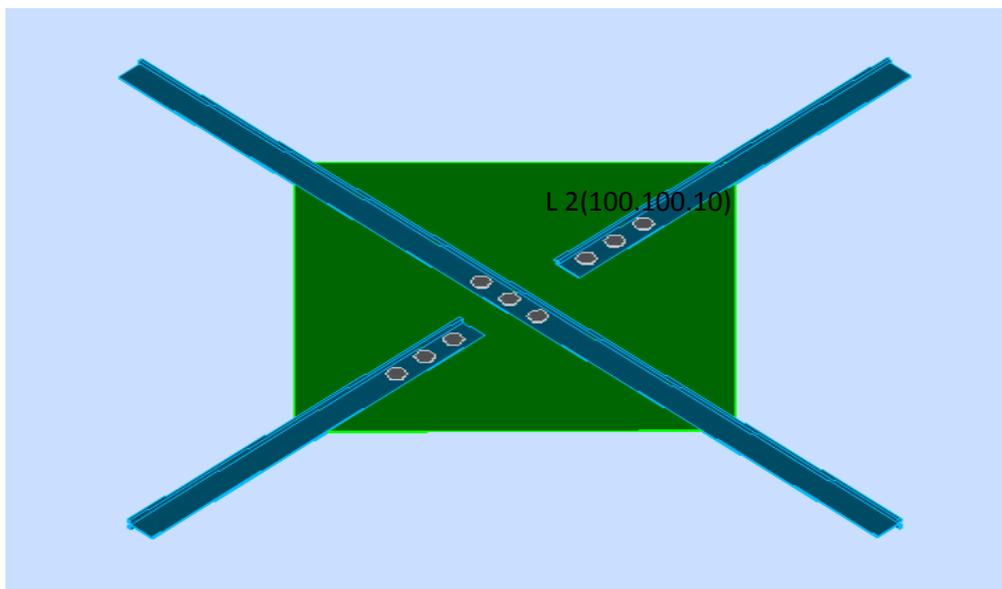
L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 5.6, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \times A_s ; \text{ avec } F_{ub} = 500 \text{ MPa} \quad (\text{Tableau 3.3 CCM97})$$

γ_{mb} : Coefficient de sécurité = 1,25

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

Figure IX.6: Assemblage des diagonales sur gousset long pan.



7.1.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{242,97}{3 \cdot 2} = 40,495 \text{ KN}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement = 2

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement = 3

7.1.3. Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 40,5 \times 10^3}{0,5 \times 500} = 202,5 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M20 avec $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 22 \text{ mm}$

7.1.4. Disposition géométrique :

Cornière 2L *(50*50*5) t = 10mm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \begin{cases} 26.4mm \leq e_1 \leq 120 \\ 48.4 \leq P_1 \leq 140 \\ 33 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 6 \text{ cm}$ $P_1 = 8 \text{ cm}$ $e_2 = 7 \text{ cm}$

7.1.5. Vérifications :

➤ **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) 8 = 16\text{cm}$$

$$L < 15.d = 15 \times 1 = 15\text{cm}$$

$L < 15.d = 150\text{mm}$; Donc l'assemblage est long.

7.1.6. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1 \times 0,8 \times \frac{36}{1.25} = 57,6\text{KN}$$

$$F_{p,rd} = 57.6\text{KN} > F_{V.sd} = 40.5\text{KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

7.1.7. Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 11) \times 5 = 195\text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 480 - (11 \times 5) - 195 = 230 \text{ mm}^2$$

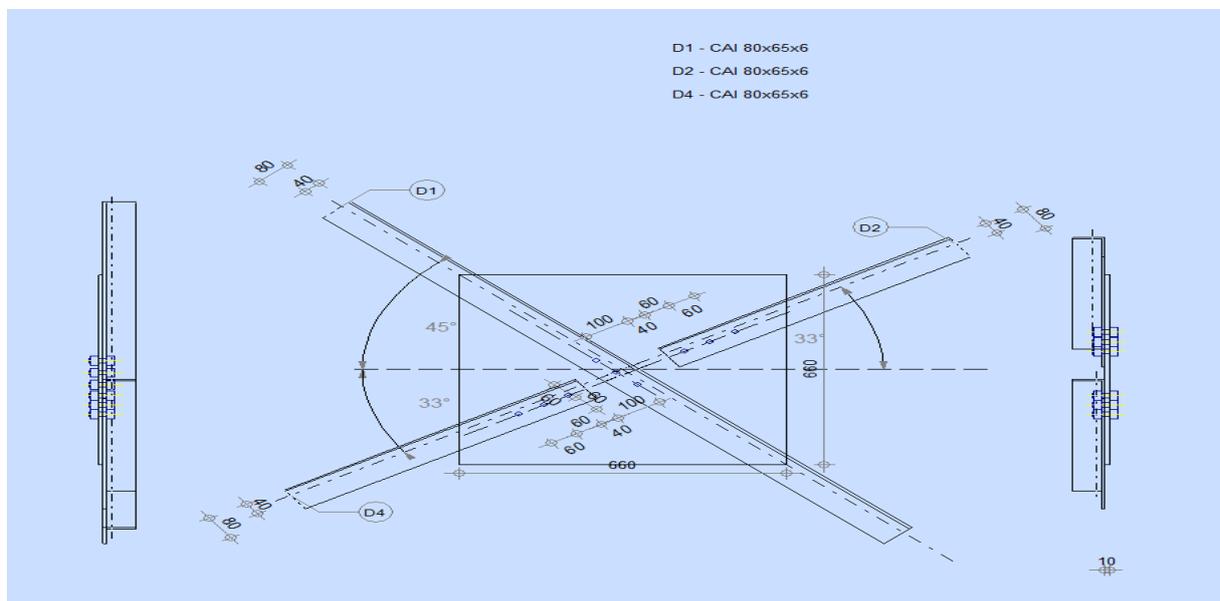
$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} = \frac{3 \times 195}{3 \times 195 + 230} = 0,72$$

$$A_{nett} = 2(195 + 0,72 \times 230) = 721,2 \text{ mm}^2 .$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 7,21 \times \frac{36}{1,25} = 186,88 \text{ KN} > F_{V,sd} = 40,5 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7.2. Pignon :

Figure IX.7: Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.



L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd}=35,35 \text{ KN}$.

7.2.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

➤ Pré dimensionnement du gousset :

$$N=35,35 \text{ KN} \leq 200 \text{ KN} \quad \text{d'où } e = 8 \text{ mm}$$

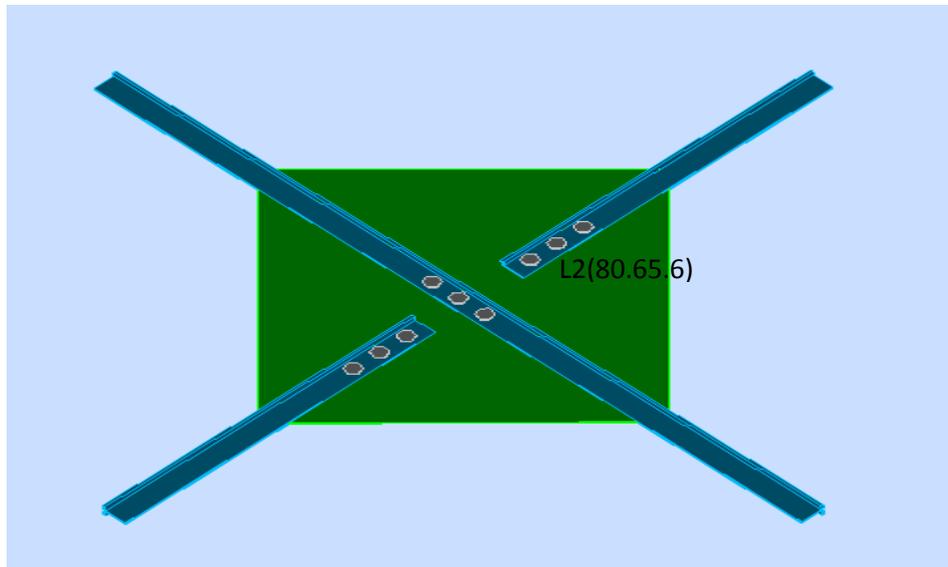
L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 4.8, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \times A_s ; \text{ avec } F_{ub} = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Tableau 3.3 CCM97})$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

Figure IX.8: Assemblage des diagonales sur gousset pignon.



7.2.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{35.35}{3.2} = 5.89 \text{ KN}$$

Avec : $p = 2$, $n = 3$.

7.2.3. Dimensionnement des boulons :

$$F_{V.rd} = \frac{0,5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 5,89 \times 10^3}{0,5 \times 400} = 36,81 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 avec $A_S = 115 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 15 \text{ mm}$

➤ Disposition géométrique :

Cornière L 2*(80*65*6) $t = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \\ 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 6 \text{ cm}$ $P_1 = 8 \text{ cm}$ $e_2 = 7 \text{ cm}$

7.2.4. Vérifications :

- Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) 8 = 16 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15 \times 1,5 = 21 \text{ cm}$$

$L < 15 d = 210 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

7.2.5. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,5 \times 0,8 \times \frac{36}{1,25} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 80,64 \text{ KN} > F_{v,sd} = 5,89 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

7.2.6. Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = 175 \text{ mm}^2, \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 230 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,72$$

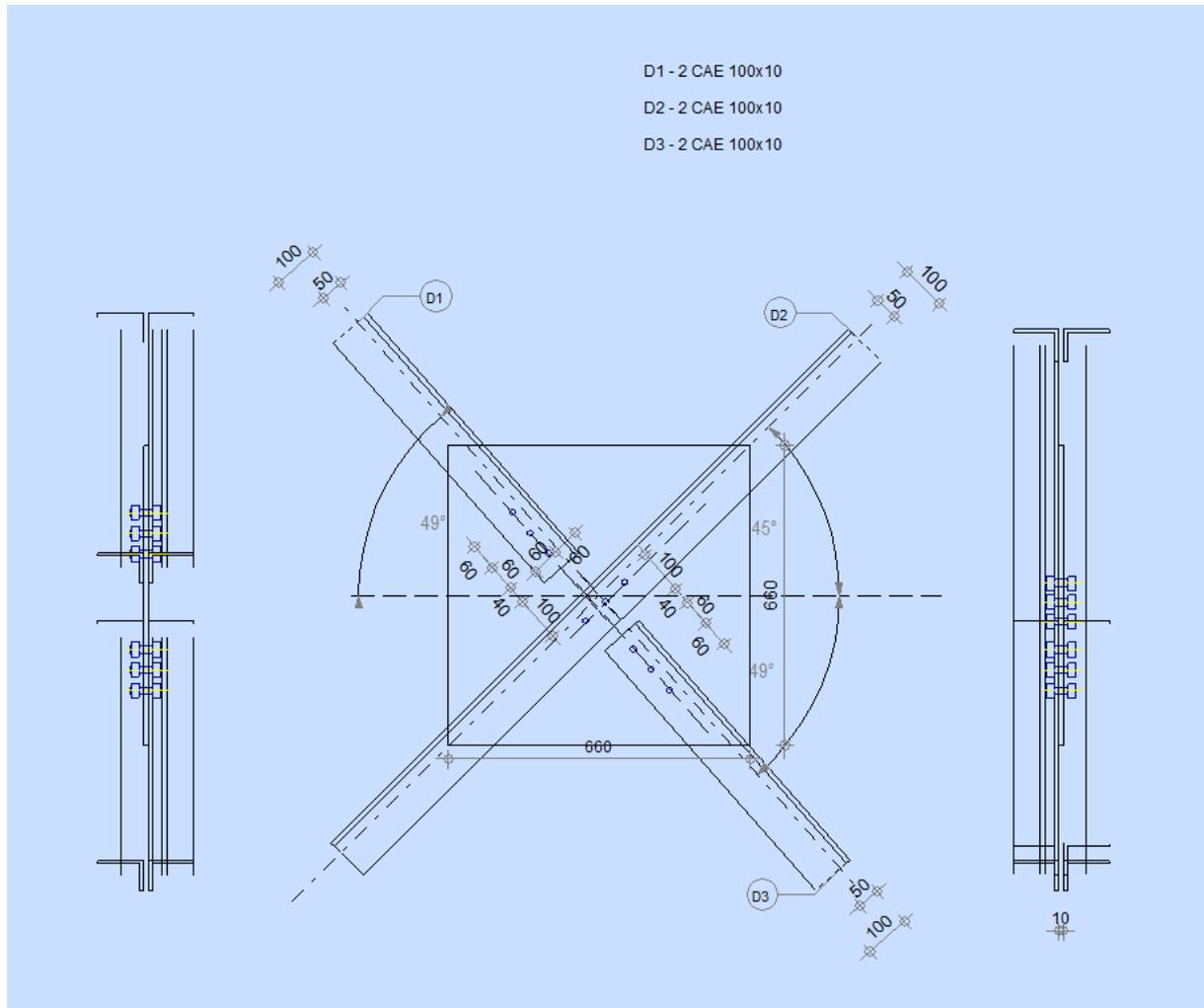
$$A_{net} = 2(175 + 0,72 \times 230) = 681,2 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 6,81 \times \frac{36}{1,25} = 176,51 \text{ KN} > F_{v,sd} = 13,86 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

IX.8 contreventements horizontaux poutre au vent :

8.1 Long pan :

Figure IX.9 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset long pan



L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t, Sd} = 313.95 \text{ KN}$

8.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

➤ **Pré dimensionnement du gousset :**

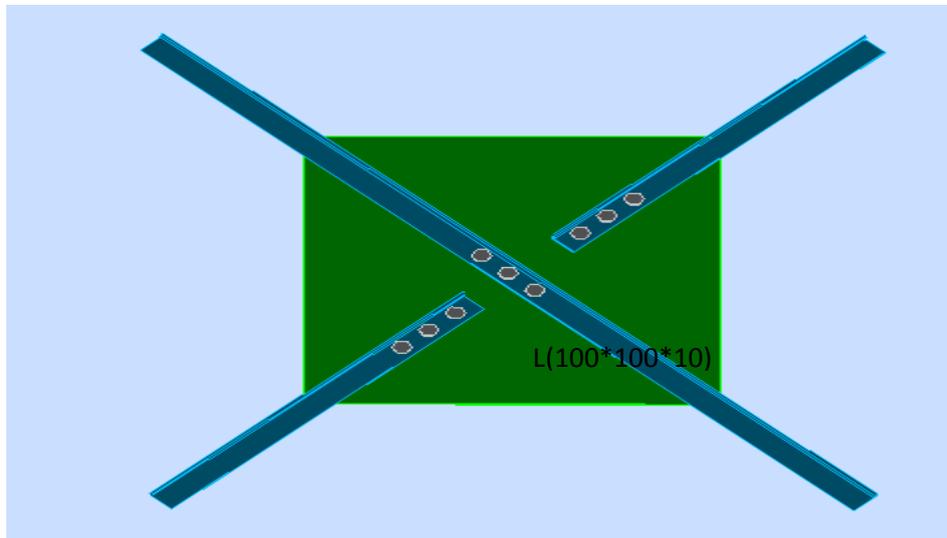
$$N = 313.95 \leq 450 \text{ KN} \quad \text{d'où : } e = 10 \text{ mm}$$

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 5.6, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \times A_s ; \text{ avec } F_{ub} = 500 \text{ MPa}$$

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

Figure IX.10: Assemblage des diagonales sur gousset long pan.



Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{max}}{n \cdot p} = \frac{313,95}{3 \cdot 2} = 52,33 \text{ KN}$$

Avec : $p = 2$, $n = 3$.

8.1.2. Dimensionnement des boulons :

$$F_{V.rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 52,33 \times 10^3}{0,5 \times 500} = 261,65 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M22 avec $A_s = 303 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 24 \text{ mm}$

8.1.3. Disposition géométrique :

Cornière 2L (100*100*10) $t = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \begin{cases} 28.8mm \leq e_1 \leq 120 \\ 52.8 \leq p_1 \leq 140 \\ 36 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 6 \text{ cm}$ $P_1 = 8 \text{ cm}$ $e_2 = 7 \text{ cm}$.

8.1.4. Vérifications :

- Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) 8 = 16 \text{ cm}, \quad L < 15.d = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}.$$

$L < 15 d = 210 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est long.

8.1.5. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{p,rd} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 80,64 \text{ KN} > F_{V,sd} = 52,33 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

8.1.6. Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{V,sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = (A_1 + \xi A_2)$$

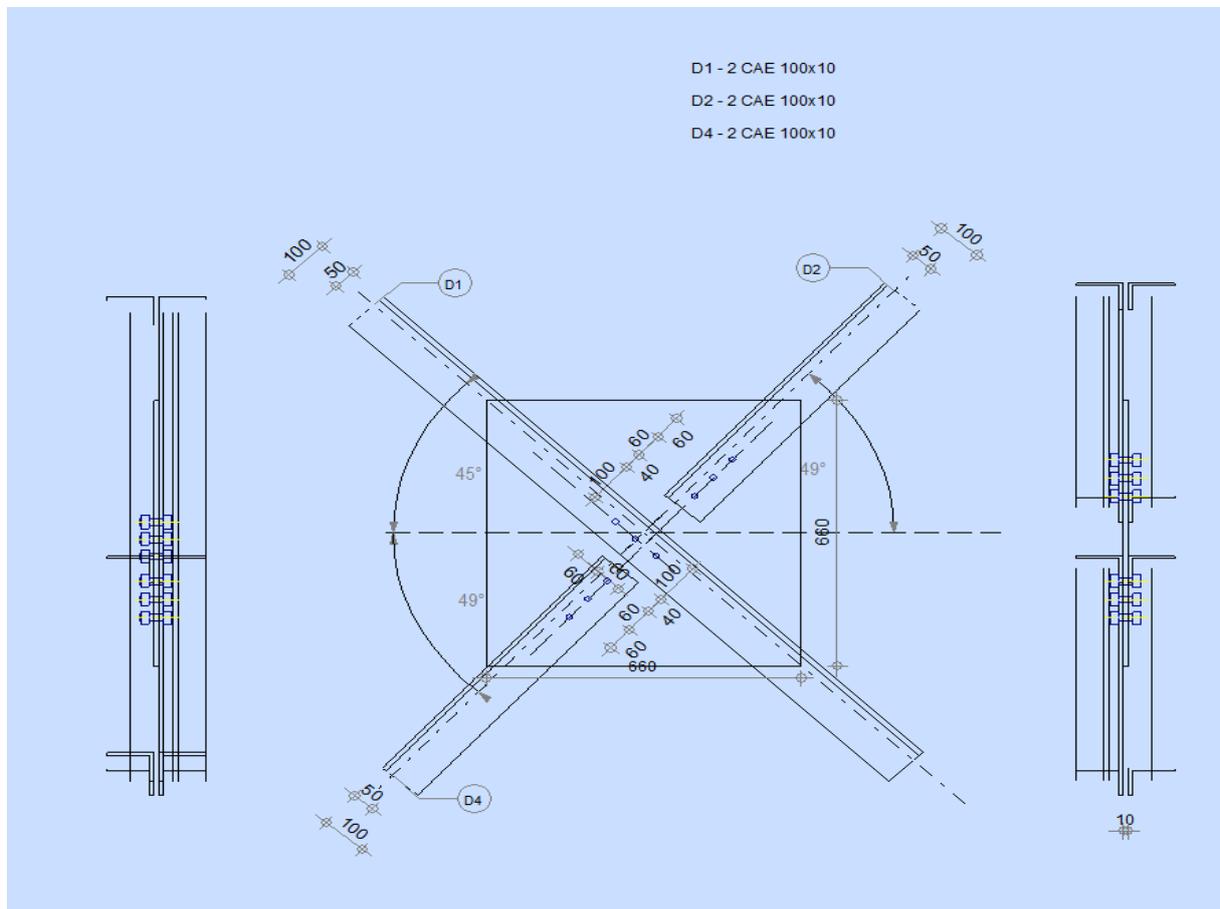
$$A_1 = (l - d_0) \times e = 175 \text{ mm}^2, \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 230 \text{ mm}^2.$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,72, \quad A_{net} = (368,5 + 0,72 \times 420) = 340,6 \text{ mm}^2.$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 6,81 \times \frac{36}{1,25} = 176,51 \text{ KN} > F_{V,sd} = 52,33 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.2 Pignon .

Figure IX.11 : Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon



L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :
 $N_{t,Sd}=17.34 \text{ KN}$.

8.2.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

- Pré dimensionnement du gousset :

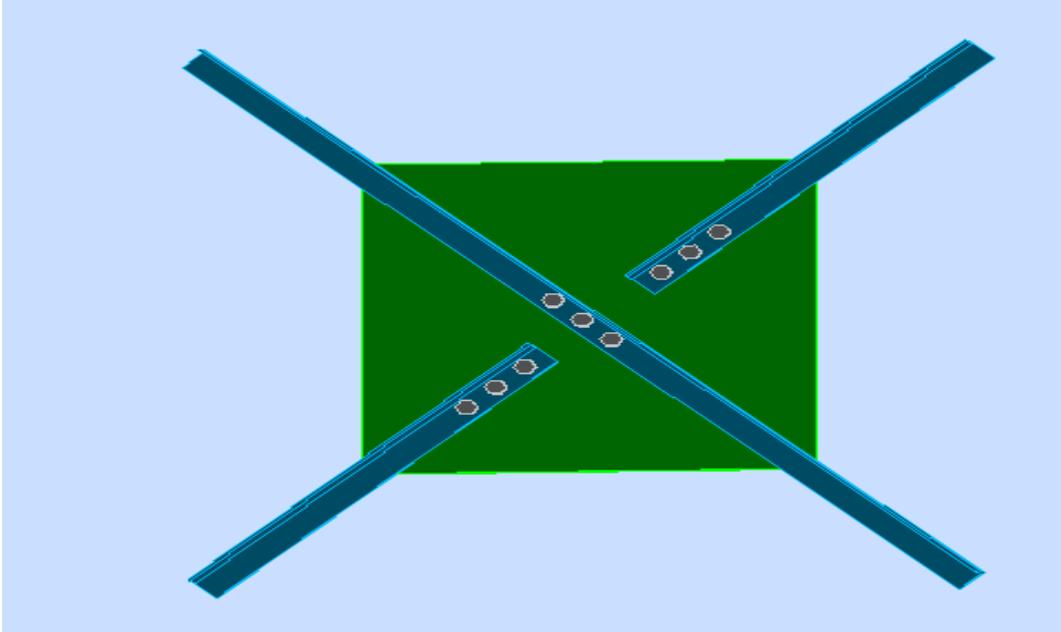
$$N=17.34\text{KN} \leq 200 \text{ KN} \quad \text{d'où : } e = 8\text{mm}$$

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 4.8, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \times A_s ; \text{ avec } F_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

Figure IX.12: Assemblage des diagonales sur gousset pignon.**8.2.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{17.34}{3.1} = 5.78 \text{ KN}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement =1

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement =3

8.2.3. Dimensionnement des boulons :

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 5.78 \times 10^3}{0.5 \times 400} = 36.125 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 avec $A_s=115 \text{ mm}^2$ et $d_0=15 \text{ mm}$

8.2.4. Disposition géométrique :

Cornière L (70*70*7) t = 8mm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \begin{cases} 18\text{mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 33\text{mm} \leq p_1 \leq 112 \\ 22,5\text{mm} \leq e_2 \end{cases}$$

$$\text{Soit} \quad e_1 = 6 \text{ cm} \quad P_1 = 8 \text{ cm} \quad e_2 = 7 \text{ cm}$$

8.2.5. Vérifications :

- **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) 8 = 16 \text{ cm}, \quad L < 15 \cdot d = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$L < 15 \cdot d = 210 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est long.

8.2.6. Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,4 \times 0,8 \times \frac{36}{1,25} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 80,64 \text{ KN} > F_{V,sd} = 5,78 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

8.2.7. Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{V,sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = (A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = 385 \text{ mm}^2, \quad A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,72$$

$$A_{net} = (385 + 0,72 \times 450) = 709 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 6,81 \times \frac{36}{1,25} = 176,51 \text{ KN} > F_{V,sd} = 17,34 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.9 Calcul des pieds de poteaux :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

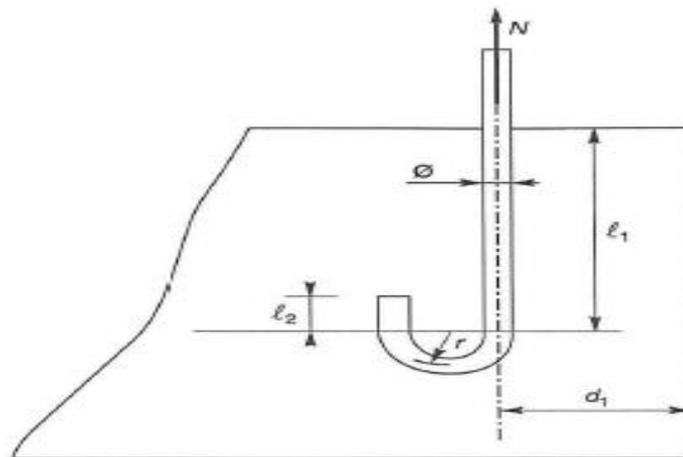
Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

9.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort $N_t=171.804\text{KN}$ et un moment $M_y=126.14\text{KN.m}$

Et un effort tranchant $V=50.15\text{KN}$

Figure IX. 13: Tige d'encrage du pied du poteau.



$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA360 $\Rightarrow h = 350 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $a = h + 2c = 350 + 2 \times 100 = 550 \text{ mm}$

$b = h + 2c = 350 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$

Figure IX. 14 : Dispositions constructives

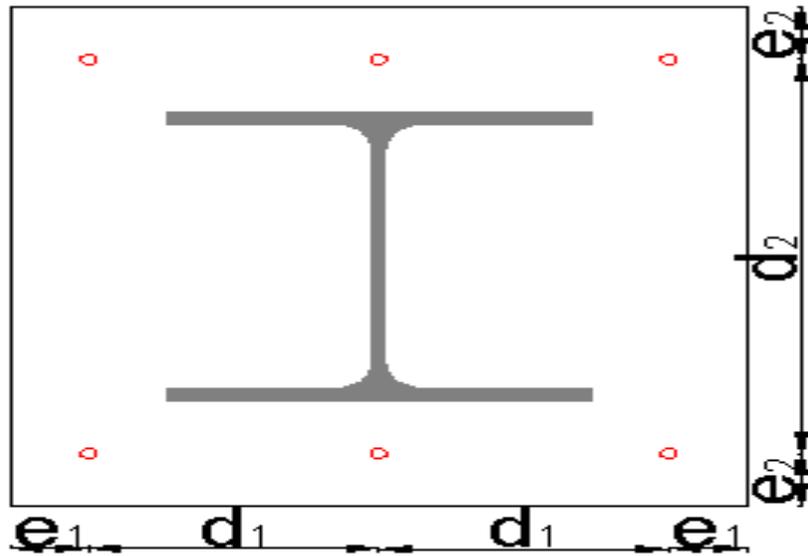
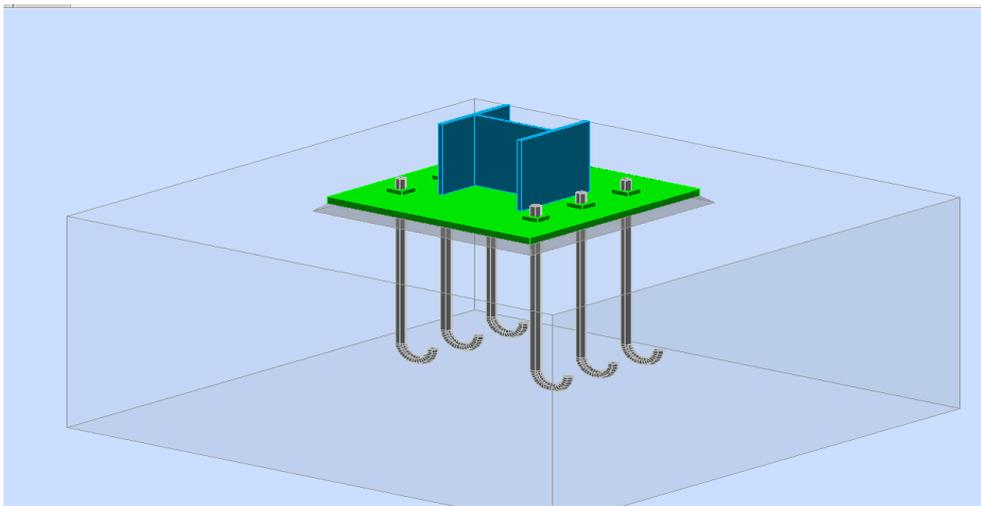


Figure IX.15: Vue 3D du pied de poteau encasté.



Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st})

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P_2} = \frac{171.804}{6} + \frac{126.14 \times 10^2}{3 \times 38} = 139.28 \text{ KN}$$

n: l'encrage est réaliser par 6 tiges

N_t : effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 139.28}{3.14 \times 23.5}} = 2.75 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 3 \text{ cm}$.

9.2 Vérifications :

9.2.1. Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 9 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3}{\left(1 + \frac{3}{5} \right)^2} (60 + 6.4 \times 9 + 3.5 \times 6) = 56.03 \text{ KN} < 139.28 \text{ KN}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit .donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement (,le diamètre de la tige , l_1 , l_2 et r)

Soit

$$l_1 = 120 \text{ cm}$$

$$l_2 = 70 \text{ cm}$$

$$r = 22.5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{5} \right)^2} (120 + 6,4 \times 70 + 3,5 \times 22,5) = 175,61 \text{KN} \leq 174,19 \text{KN}$$

D'où la condition est vérifiée

9.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{126,14 \times 10^3}{171,74} = 734,48 \text{mm}$$

$$e = 90 \text{cm} > \frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8,33$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \times \Pi \times r^2 = 25,64 \text{cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 106 \text{cm}$$

$$h = hp + d1 + d1/2 = 38,5 \text{cm}$$

$$b = 2d1 + hp = 41 \text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

Avec c : le débord on le prend 10cm

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h' = 21,59 \text{cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 171,8 \times 106}{41 \times 21,59 \times \left(38,5 - \frac{21,59}{3} \right)} = 1,31 \text{MPa} \leq f_{ub} = 14,2 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La contrainte est vérifiée

- **Vérification des contraintes dans l'acier:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{171.804}{25.64} \cdot \frac{106 - 38.5 + \frac{21.59}{2}}{38.5 - \frac{21.59}{3}} = 91.23 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa}$$

La contrainte est vérifiée

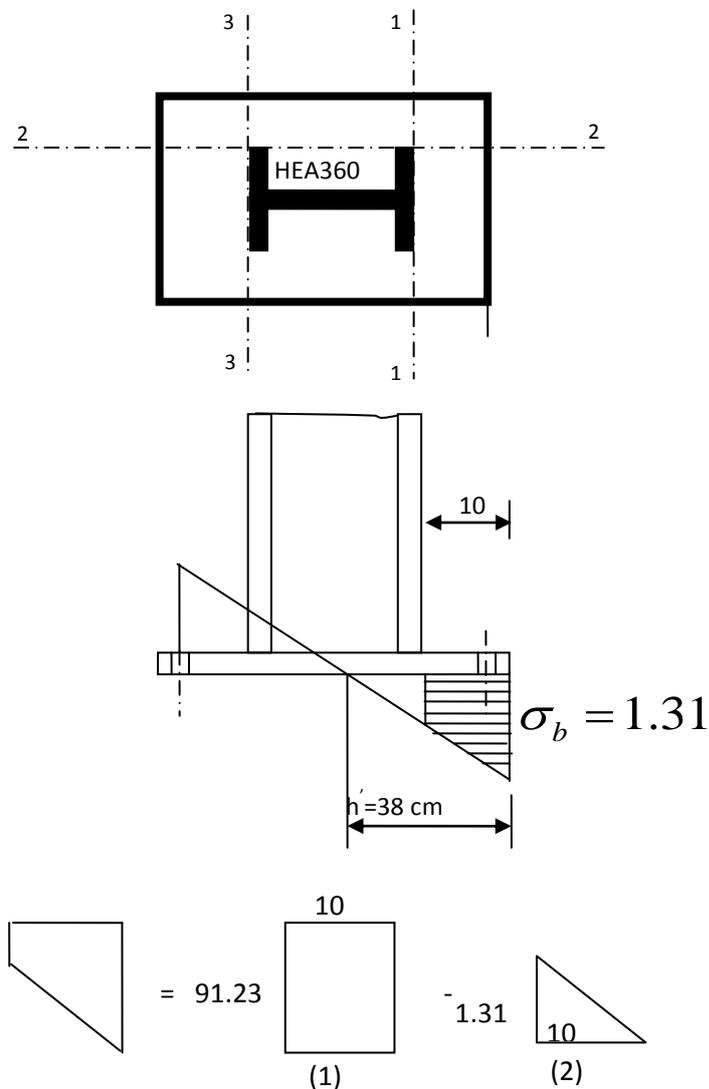
9.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

- **Vérification dans la section 1-1:**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

Figure IX.16: Vérification dans la section 1-1.



$$\begin{cases} M_1 = 10 \times 91.23 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.456 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(10 \times \frac{1.31}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.043 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow M = M_1 - M_2 = 0.413 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est : $\frac{I}{V} = \frac{(bt^3)/12}{(t/2)} = \frac{bt^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{3,54 \times 6}{23,5}} = 0,95 \text{ cm}$$

$$t \geq 0,95 \text{ cm}$$

9.4. Contrainte de flexion dans la section 2-2:

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = M1 = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{6,7 \times 6}{23,5}} = 1,30 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,30 \text{ cm}$$

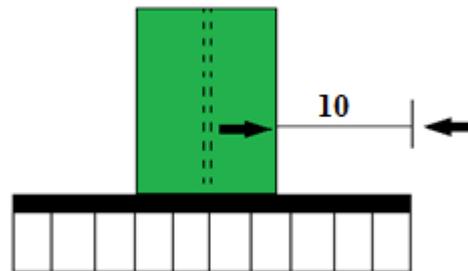


Figure IX.17 : Vérification dans la section 2 – 2

9.5. Vérification dans la section 3 - 3

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 25.64 \times 91.31 \times 10^{-1} = 234.12 \text{ KN}$$

$$M = 0.1 \times 31.76 = 23.41 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifiée que :

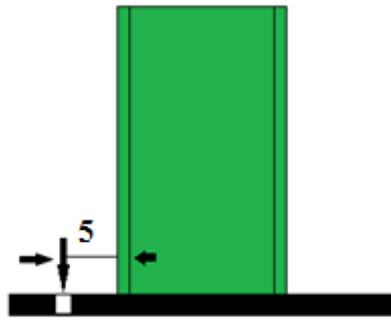


Figure IX.18 : Vérification dans la section 3 – 3

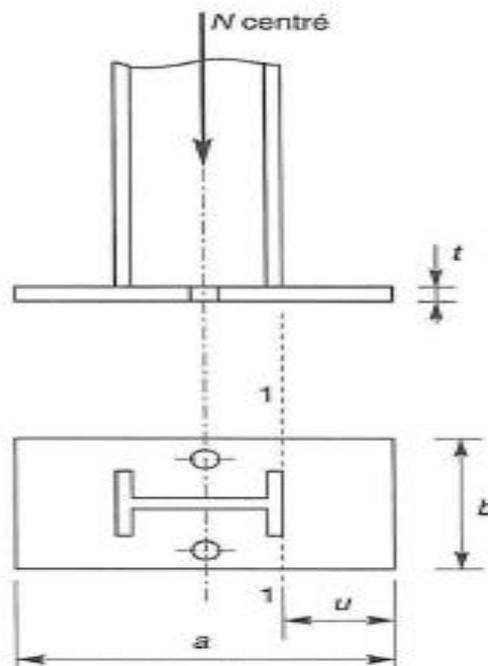
$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 3,176}{50 \times 23.5}} = 0,12 \text{ cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur $t=2 \text{ cm}$.

IX.10. Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :

Le pied des potelets sont articulé

Figure IX.18: pied de poteau articulé.



$$N_i = 49.87 \text{ KN}$$

h : la hauteur de la section HEA200 $\Rightarrow h = 190 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : c = (100 ; 150) mm

on prend : c = 100 mm

d'où : a = h + 2c = 190 + 2×100 = 390 mm

b = b + 2c = 200 + 2×100 = 400 mm

L'ancrage est réalisé par deux tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 49.87}{3.14 \times 23.5}} = 1.16 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 1,2$ cm.

10.1. Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N_t}{6} \quad (CCM97)$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 1,2 = 24 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 3,6 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4) = 32.53 \text{ KN} \geq \frac{49.87}{2} = 24.935 \text{ KN} \rightarrow \text{ok}$$

La condition est vérifiée.

10.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation:

$L_p = 60\text{cm}$ (longueur de la platine)

$B_p = 38\text{cm}$ (largeur de la platine)

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{49.87 \times 10^{-3}}{60 \times 38 \times 10^{-4}} = 0.219\text{MPa} < f_{ub} = 14.2\text{MPa}$$

10.3. Détermination de l'épaisseur de la platine:

Il faut vérifier que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0.183}{235}} = 2.41\text{mm}$$

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

X.1 Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S_2 est : $\sigma_{sol} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 2$ m

X.2. Calcul des fondations sous les poteaux:

2.1. Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau X.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA400

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q+1.20E_x$	$1.35G+1,5Q+N$	$G+Q+0.67N$
N^{\max} (KN)	70.35	66.13	52.02
M_y (KN.m)	29.65	28.16	20.36
M_z (KN.m)	0.42	0.12	0.09
V_y (KN)	6.80	2.74	1.95
V_z (KN)	188.45	272.58	193.91

2.2 Pré dimensionnement de la semelle du poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension de la platine du poteau considéré. (HEA550)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par

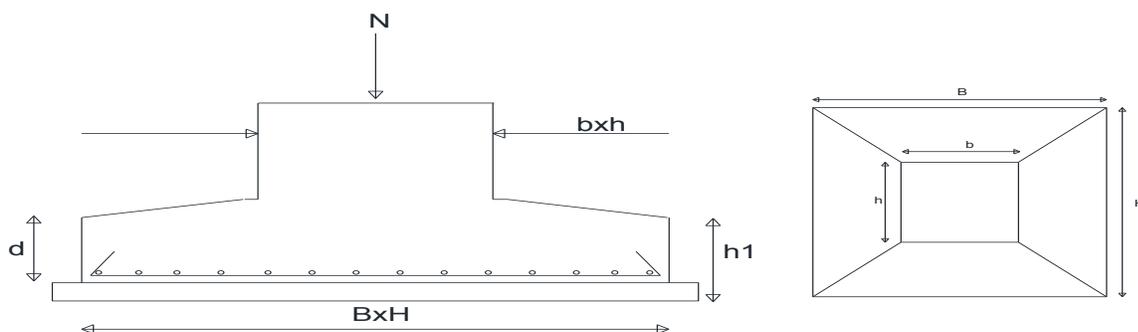


Figure X.1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

a. Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \dots \dots \dots \sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \text{ on } \rightarrow \text{prend } \sigma_M = \max$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow B = 0,75H$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres.

2.3. Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{H \times \frac{0,6}{0,8} H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\frac{0,6}{0,8} H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 0,22H + 0,554 \leq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{29,65}{70,35} = 0,42$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 0,75 \times 1 = 0,75$$

$$\text{Soit; } B = 0,8 \text{ m}$$

Soit $B = 0.8 \text{ m}$ et $H = 1 \text{ m}$

- **Situation durable :** $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 0.691H + 0.739 \leq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{28.16}{66.13} = 0.43$$

$$\Rightarrow H = 1.2 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles $B = 1,2 \text{ m}$ et $H = 1,2 \text{ m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2-0,6}{4} = 15 \text{ cm} \\ \frac{1,2-0,8}{4} = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 25 \text{ cm}$

$$h_1 = d + c = 25 + 5 = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,3 = \mathbf{1,70 \text{ m}}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1,2 \times 1,2 \times 0,3 \times 25 = 10,8 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

2.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau X.2 : Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement	Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
ELU	Sens H	0,43	0,77 < 2.66	0,31	0.655 < 2
	Sens B	0,0018	0,67 < 2.66	0,66	0,66 < 2
ELS	Sens H	0,39	0,76 < 2.66	0,15	0,60 < 2
	Sens B	0,00173	0,47 < 2.66	0,46	0,46 < 2
Accidentelle	Sens H	0,42	0,80 < 4	0,16	0,64 < 2
	Sens B	0,006	0,39 < 2,8	0,24	0,35 < 4

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 1,20m et H =1,20m

2.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ m} \rightarrow \text{sensB} \\ \frac{H}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ m} \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

sens B: $e_0 = 0,048\text{m} < 0,225\text{m}$

sens H: $e_0 = 0,3\text{m} < 0,3\text{m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

2.6. Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens B} \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens H}$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

a. Situation accidentelle:

- Armatures parallèles à H=1,2m:

$$\begin{cases} e_0 = 0,3 \prec \frac{0,8}{6} = 0,13 \\ e_0 = 0,3 \prec \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,2 + 0,3 \times 0,8 - 9 \times 0,3) \left(\frac{\frac{1,2}{2} - 0,35 \times 0,8}{\frac{1,2}{2} - 0,3} \right)^2 \frac{46,12}{27} = 4,54$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0,9 \times d = 0,225m$$

$$A_s = \frac{4,54 \times 10^{-3}}{0,27 \times 400} = 0,42cm^2$$

$$A_s = 0,42cm^2$$

b. Armatures parallèles à B=1,2m:

$$e_0 = 0,048m \prec \frac{0,6}{6} = 0,1m$$

$$e_0 = 0,048m \prec \frac{1,2}{24} = 0,05$$

$$N' = 46,12 \left(1 + \frac{3 \times 0,048}{1,2} \right) = 51,65KN$$

$$N' = 51,65KN$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{51,65 \times (1,2 - 0,6)}{8 \times 0,25 \times 400 \times 10^3} = 0,38cm^2$$

c. Situation durable :

- A l'E.L.U:

- Armatures parallèles à H:

$$\begin{cases} e_0 = 0,133 \prec \frac{0,8}{6} = 0,133 \\ e_0 = 0,133 \prec \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,2 + 0,3 \times 0,8 - 9 \times 0,133) \left(\frac{\frac{1,2}{2} - 0,35 \times 0,8}{\frac{1,2}{2} - 0,133} \right)^2 \frac{96,63}{27} = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0,9 \times d = 0,225 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{6,45 \times 10^{-3}}{0,225 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,74 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,0006 < \frac{0,6}{6} = 0,1 \\ e_0 = 0,0006 < \frac{1,2}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 96,63 \left(1 + \frac{3 \times 0,0006}{2} \right) = 96,71 \text{ KN}$$

$$N' = 96,71 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{96,71 \times (1,2 - 0,6)}{8 \times 0,25 \times 348 \times 10^3} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,83 \text{ cm}^2$$

d. Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 120 \times 30 = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 120 \times 30 = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 4,34 \text{ cm}^2$$

e. Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

➤ **Suivant H :**

$$l_s = \frac{1 \times 40}{2,4 \times 1,5^2 \times 0,21} = 35,27 \text{ cm} > \frac{H}{4} = 0,3 \text{ cm}$$

➤ **Suivant B :**

$$l_s = \frac{1 \times 40}{2,4 \cdot 1,5^2 \cdot 0,21} = 35,27 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 0,3 \text{ cm}$$

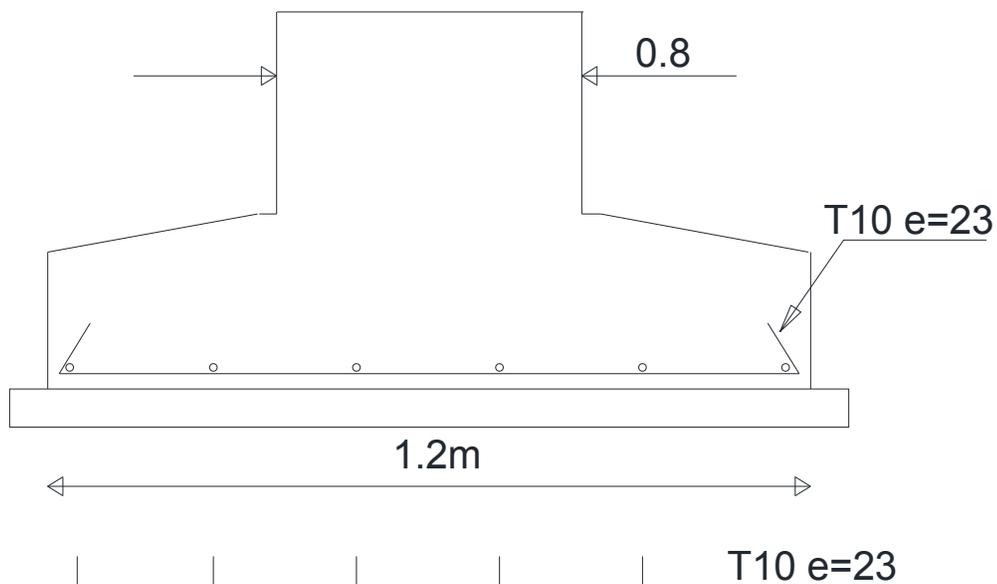
Donc les armatures ne seront pas munies de crochets

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau X.3: Les armatures des semelles.

Armatures	ELU (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Nombre de barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
A _s (H)	0,74	4,34	6HA10	4,71	35,27	23
A _s (B)	0,83	4,34	6HA10	4,71	35,27	23

Figure X.2: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.



IX.3 Fondation sous potelet :

Nous avons des potelets HEA 200, la surface de la platine du potelet S :

$$S = a.b \quad \text{avec } L_p = 50\text{cm et } B_p = 35\text{cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{35} = 1.43 \Rightarrow A = 1.43 \times B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A.B} = \frac{N_{sd}}{1.43.B^2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{66.13}{0.2 \times 1.43}} = 15.21\text{cm}$$

Soit B = 80 cm, d'où on prend A=120cm

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{120-60}{4} = 15\text{cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{80-38}{4} = 10,5\text{cm} \end{cases}$$

$$d \geq 15\text{cm}$$

On prend d=20cm

3.1. L'encrage :

$$h_t = d + c = 20 + 5 = 25\text{cm}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 8,33 \leq h_p \leq 12,5 \quad \text{Avec } C=5\text{cm}$$

Soit $h_p = 10\text{cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } N_t = N_{sd} + 1.35P_s$$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 0.8 \times 1.20 \times 0.2 \times 25 = 4.8\text{KN}$$

D'où

$$N_t = 66.13 + 4.8 = 70.93 \text{KN}$$

$$\sigma_c = \frac{709.3}{80 \times 120} \leq 0.11 < \sigma_{sol} = 2 \text{MPa}$$

3.2 Calcul des armatures :

calcul de ferrailage par la méthode des bielles : la semelle se comporte en une semelle isolée la transmission de N par des bielles

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{70.93(120-50)}{8 \times 20} = 31.03 \text{KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B-b)}{8d} = \frac{70.93(80-35)}{8 \times 20} = 20 \text{KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{31.03 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0.89 \text{cm}^2$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{20 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0.57 \text{cm}^2$$

3.3 Condition de non fragilité :

$$A_x \geq A_{x \min}$$

$$A_y \geq A_{y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{Mpa}, fe = 400 \text{Mpa}$$

$$A_{x \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 120 \times 20$$

$$A_{x \min} = 2,89 \text{cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 80 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1,93 \text{cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 2,89 \text{cm}^2 \\ A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 1,93 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan xx' , on prend $4HA12=4,52\text{cm}^2$, avec un espacement de 35cm entre deux barres. Dans le plan yy' , on prend $4HA10=3,14\text{cm}^2$, avec un espacement de 25cm entre deux barres.

X.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction

4.1 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont:

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(30x35) cm^2

4.2 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone IIa, site S3)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{70.35}{12} \right) = 5.86KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{52.02}{12} \right) = 4.34KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \left(\frac{5.86 \times 10^{-3}}{348} \right) = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \left(\frac{4.34 \times 10^{-3}}{201} \right) = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit 8HA12 repartie sur toute la section, avec $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

4.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$5.51 \text{ cm}^2 < 9,05 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

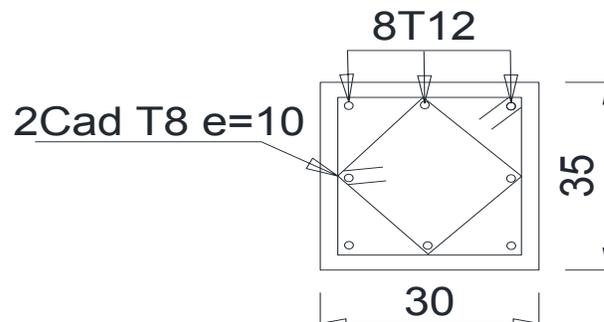
4.4 Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < \min(20 \text{ cm}, 15 \times 0,6) = 9 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 10 cm en travée et de 8 cm en zone nodale.

Figure X.3 : Schéma de ferrailage des longrines.



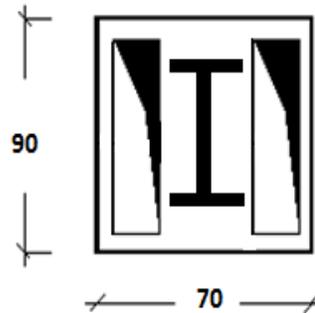
X.5. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=2m$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90*70) cm^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

Figure X.4 : Section du fut à ferrailer.



$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 66.13 \text{ KN} \\ M_u = 28.16 \text{ KN} \\ V_u = 2.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{28.16}{66.13} = 0.43 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 28.16 + 66.13 \left(0.85 - \frac{0.9}{2} \right) = 54.61 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 66.13(0.85 - 0.05) - 51.56 = 1.344 \text{ KN.m} \quad (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{ub} = 2200.56 \text{ KN.m} \quad (II)$$

$$\begin{cases} d = 85\text{cm} \\ d' = 5\text{cm} \\ h = 90\text{cm} \end{cases}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 12,91 + 96,63 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 51,56 \text{KN} / \text{m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 96,63(0,85 - 0,05) - 51,56 = 25,74 \text{KN.m} \quad (\text{I})$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 2200,26 \text{KN.m} \quad (\text{II})$$

$$(\text{I}) < (\text{II}) \Rightarrow A = 0$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{51,56 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,85^2 \times 14,2} = 0,007$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{51,56 \cdot 10^{-3}}{0,83 \times 348} = 1,78 \text{cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0087 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,84 \end{cases}$$

on revient a la fléxion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 1,78 + \frac{96,63}{34,8} = 4,55 \text{cm}^2$$

Selon **RPA99/2003 (art 7.4.2.1)** la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,8\% b \times h = 50,4 \text{cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 18\text{HA}12 + 16\text{HA}16 = 52,53 \text{cm}^2$

➤ Armatures transversales

Soit un cadre et une épingle de diamètre **Ø8** dont l'espacement max est donné par le

RPA comme suit :

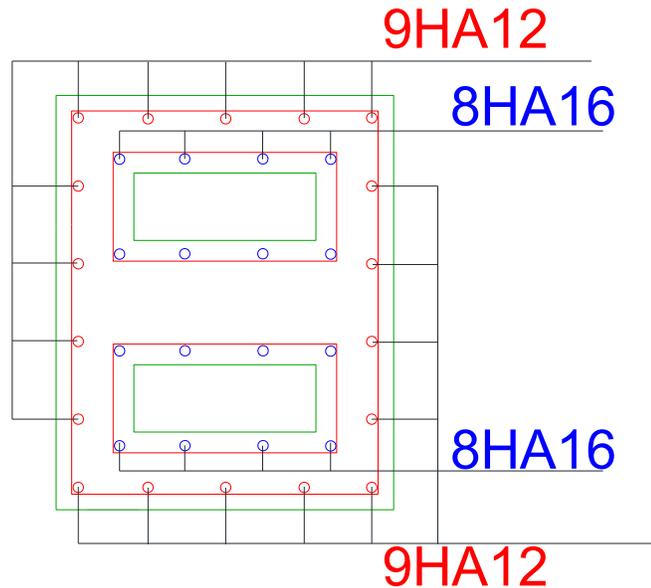
Dans la zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$ on prend $S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \leq 20\text{cm}$

Avec \emptyset est le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend $S_f=12\text{cm}$.

Figure X.5 : Schéma de ferrailage des futs.



X.6 .Conclusion :

On adopte les sections suivantes :

{	6HA10 sens H	Pour les semelles des poteaux.
{	5HA10 sens B	
{	4HA12 sens A	Pour les semelles des potelets.
{	4HA10 sens B	
{	18HA12	Pour les futs
{	16HA16	
		8HA12 pour les longrines

CHAPITRE XI

VERIFICATION D'ENSEMBLE

Chapitre XI: vérification de la stabilité d'ensemble

1. Introduction

Après avoir dimensionné et vérifié les éléments de la structure, il faut s'assurer de la stabilité globale du bâtiment.

Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

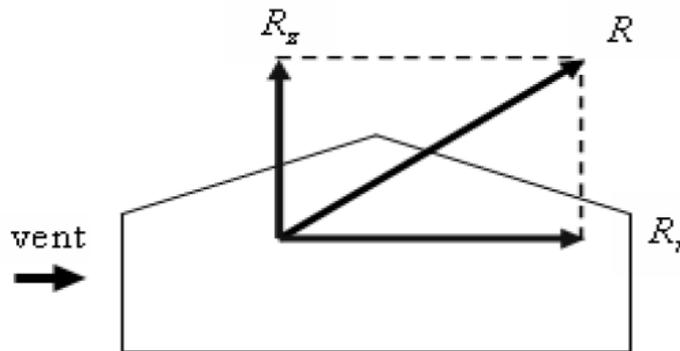
2 Détermination des moments renversants (M_R) :

2.1 Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (R_x)
- Une composante verticale (R_z)

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « M_R », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « M_S » dû au poids propre du bâtiment.

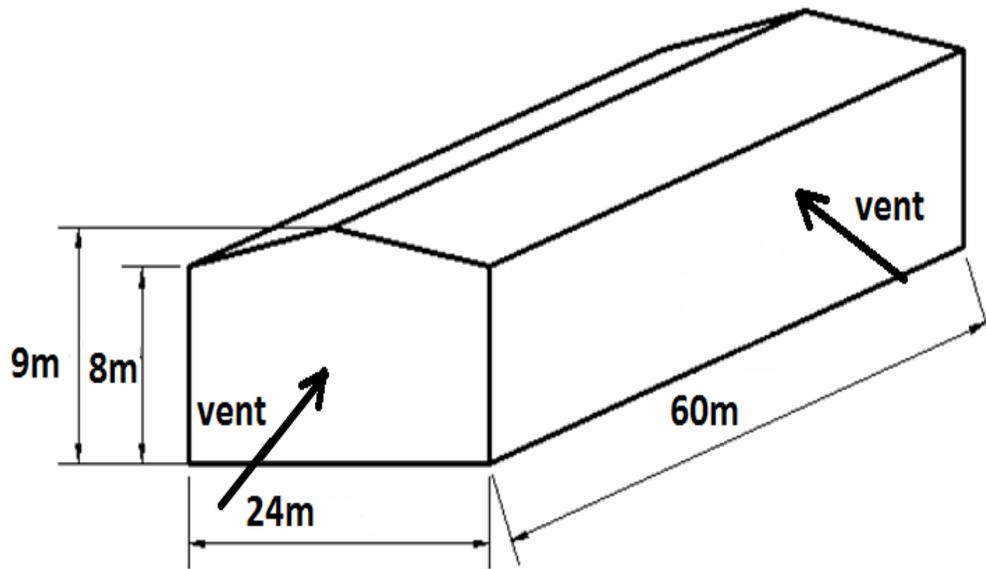


$$R = \sum (P h_i \times S_i) \div \sum F_{fr.}$$

Avec :

- q_i (en daN/m²) : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface i .
- s_i (en m²) : l'aire de l'élément de surface i .
- F_{fr} (en daN) : les forces de frottement (d'entraînement) éventuelles.

L'excentricité de la force globale horizontale R_x : (RNV 2013 – chapitre 2§ 2.2.24).



2.2. Détermination des moments renversants (M_R)

- Cas de vent

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (FH) \rightarrow
- Une composante verticale (FV) \uparrow

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; \quad Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; \quad Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

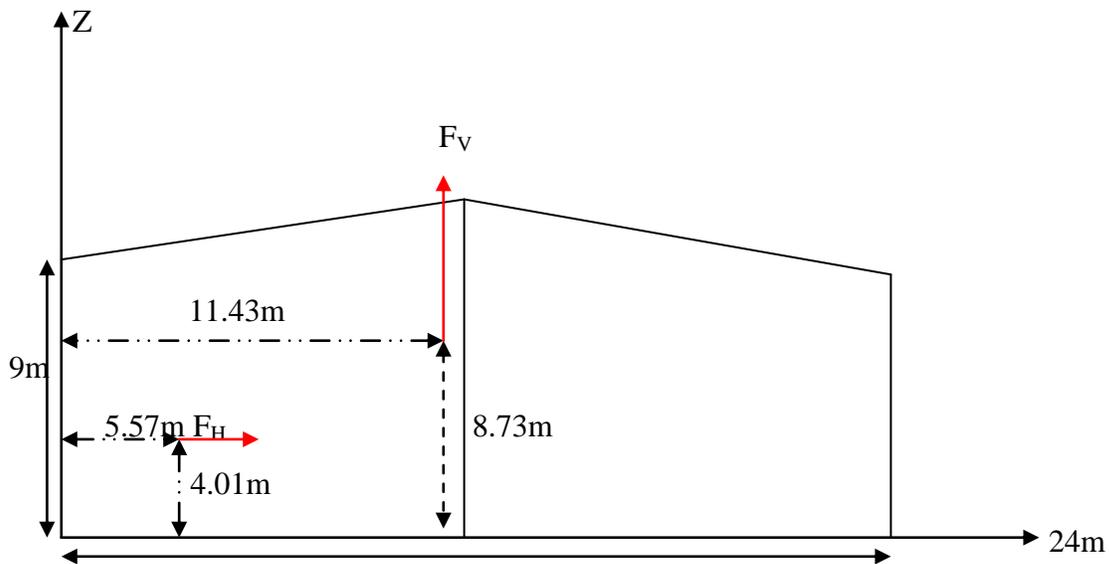
$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; \quad Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; \quad Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

2.3. Vent perpendiculaire au long pan sens V1

- Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,333$)

Tableau XI-1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0.333$

zone	W_j (N/m ²)	S (m ²)	F_x (KN)	F_z (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	671.30	480	322.224	0	0	30	4	
E	195.525	480	93.85	0	24	30	4	
F1	926.64	8.1	0.625	7.50	0.95	2.375	8.02	
F2	926.64	8.1	0.625	7.50	0.95	58.02	8.02	
G	524.75	76.5	3.34	40.14	0.95	30	8.1425	
H	222.13	432	7.99	95.96	5.95	30	8.8925	
I	322.6	900	24.17	290.34	15	32	8.75	
				$F_H=427.66$	-	5.57	32	4.01
				-	$F_V=169.25$	11.43	30	8.73

Figure XI-1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

- **Calcul de M_R :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 5077.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 3649.44 \text{ KN.m}$$

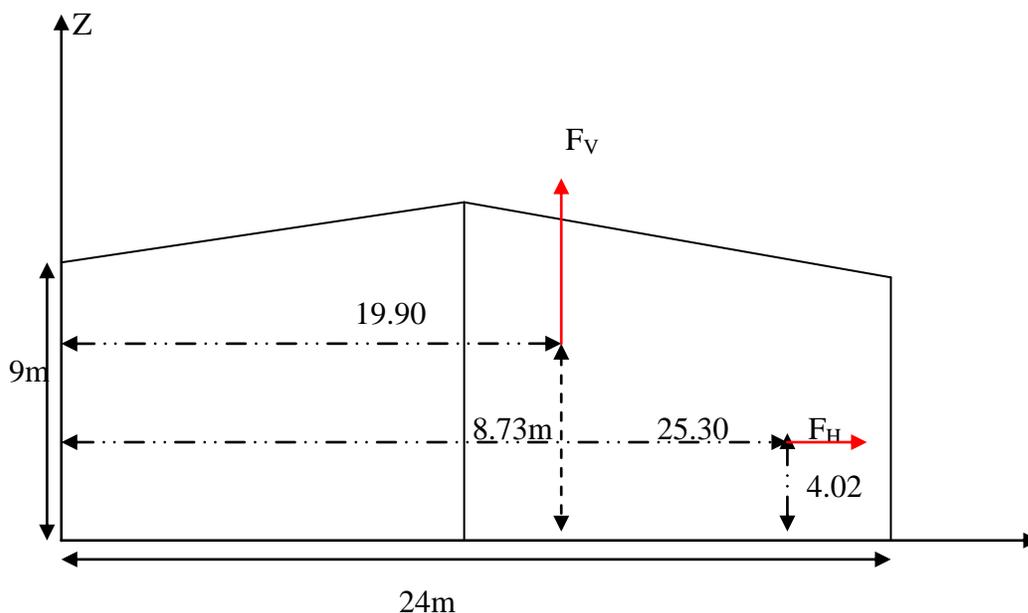
2.4. Vent perpendiculaire au pignon sens V2

a) Vent sur la façade latérale sud avec surpression intérieur ($C_{pi}=0,2$)

TableauXI-2: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi}=+0.2$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	355.5	192	68.26	0	0	12	4
E	296.25	192	56.88	0	60	12	4
F ₁	1249.24	8.1	0	10.11	0,95	2.5	8.375
F ₂	1249.24	8.1		10.11			
G	847.35	27	0	22.87	0,95	7.5	8.75
H	544.73	172.8	0	94.12	10.45	5	8,75
I	242.1	1224	0	296.33	40.05	5	8,75
F _r			57.73	0	30	12	8.75
			$F_H=182.87$	-	25.30	12	4.02
			-	$F_V=433.54$	19.90	12	8,73

FigureXI-2: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec surpression intérieure



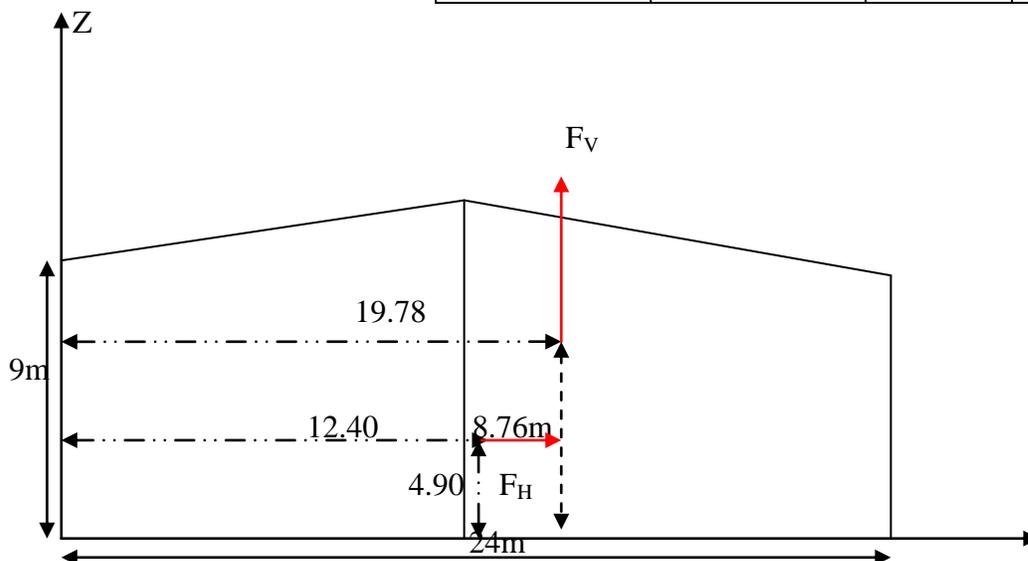
- Calcul de M_R

$$M_R /xx = 5202.5 \text{ KN.m}$$

$$M_R /yy = 9362.6 \text{ KN.m}$$

b) Vent sur la façade latérale sud avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,3$)
Tableau XI-2: Vent sur la façade latérale sud $C_{pi} = -0,3$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	651.75	192	125.13	0	0	12	4
E	0	12	0	0	60	12	4
F1	0	8.1	0	7.668	0,95	2.5	8.04
F2	0	8.1	0	7.668	0,95	10	8.04
G	0	27	0	14.70	0,95	7.5	9.125
H	0	172.8	0	41.83	10.45	5	8,75
I	0	1224	0	370.42	37.25	19	8,75
F_r (toi)			57.73	0	32	12	8.75
			$F_H = 182.86$		12.40	12	4.90
			-	$F_V = 442.3$	19.78	12	8.76



FigureXI-3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure

- **Calcul M_R**

$$M_{R/xx} = 5307.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 9644.71 \text{ KN.m}$$

3. Cas de séisme:

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

3.1 Réaction à la base:

TableauXI-4 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Réaction				
	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_{xx} (KN.m)	M_{yy} (KN.m)
CQC	97.28	63.28	62.79	112.32	165.32

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 112.32 + (62.79 \times 31.26) = 2075.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 165.32 + (62.79 \times 19.78) = 1407.31 \text{ KN.m}$$

3.2. Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- **Poids de la structure**

$$P_T = 765 \text{ KN (chapitre de l'étude sismique)}$$

- **Moment résistant**

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 765 * 31.26 = 23913.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/YY} = 765 * 19.78 = 15131.7 \text{ KN.m}$$

3.3. Vérification au renversement de la structure

TableauXI-5 : Vérification au renversement de la structure.

		C_{pi}	M_R (KN.m)		M_{St} (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V_1)	-0,33	5077.5	3649.44		
	Vent sur la façade secondaire (V_2)	-0,3	5307.6	9644.71		
		+0,2	5202.5	9362.6		
Cas du séisme			2075.13	1407.13	0,8. M_{st}	0,8. M_{st}
					19131.12	12105.36

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

4. Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion:

Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir une bonne maîtrise de la construction métallique et surtout d'élargir nos connaissances et les appliquer sur un projet réel.

A la fin de l'étude effectuée on déduit que :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques pour leurs légèretés.
- Dans les zones de forte sismicité il est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé à cause de leurs légèretés.
- Les systèmes de contreventements jouent un rôle important dans la stabilité de la structure.

L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

1. DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
2. DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
3. DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
4. EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
5. Cours de 1^{er} année master
6. B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
7. Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

ANNEXES

ANNEXES 1

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

ANNEXE 2

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882



Seilzüge SH
SH Wire Rope Hoists
Palans à câble SH

"zweirillig" 2/2-1, 4/2-1, 8/2-1
"double-grooved" 2/2-1, 4/2-1, 8/2-1
"à double enroulement" 2/2-1, 4/2-1, 8/2-1



ISO	kg	m	m/min	ESR max	50 Hz (60 Hz)				Spurweite/Track gauge/Empattement [mm] *						1/77				
					Typ	Type	KW	*1	poids du chariot										
									L2	L3	L4	L5	1250	1400		1800	2200	2800	3150
5000	M6	6	2,6/16	-	SH 6025-32	L2	2,5/15,0	H72	880	1/58	1420	1/68	1215	1235	1270	1310	1365	1400	1/77
		12,5	(2,7/19)	-	4/2-1	L3	(3,0/18,0)		925		1800		-	-	1295	1330	1375	1420	
		28,5			L4				1185		1890		-	-	-	1530	1585	1620	
		44,5			L5				1300		-		-	-	-	1740	1775		
	M6	6	3,3/20	-	SH 6025-40	L2	3,1/19,0	H73	944	1/58	1484	1/68	1279	1299	1334	1374	1429	1464	1/77
		12,5	(4/24)	-	4/2-1	L3	(3,7/22,8)		1019		1664		-	1359	1394	1439	1494	1524	
		28,5			L4				1249		1954		-	-	1594	1649	1684		
		44,5			L5				1364		-		-	-	1804	1839			
	M5	12	2,6/16	-	SH 6050-16	L2	2,5/15,0	H72	840	1/57	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		25	(3,1/19)	-	2/2-1	L3	(3,0/18,0)		915		-		-	-	-	-	-	-	
		57			L4				1145		-		-	-	-	-	-		
		89			L5				1260		-		-	-	-	-	-		
	M5	12	3,3/20	-	SH 6050-20	L2	3,1/19,0	H73	904	1/57	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		25	(4/24)	-	2/2-1	L3	(3,7/22,8)		979		-		-	-	-	-	-	-	
		57			L4				1209		-		-	-	-	-	-		
	89			L5				1324		-		-	-	-	-	-			
M5	6,4	0,2..10	15	SHF 5025-20	L2	9,0	4HS5	388	1/55	713	1/64	683	693	-	738	-	-	1/73	
	12,1	(0,24..12)	-	4/2-1	L3	(11,0)		418		753		-	713	-	758	-	-		
	26,1			L4				473		918		-	-	-	798	-			
M5	6,4	0,32..16	24	SHF 5025-32	L2	15,0	4HS7	428	1/55	805	1/64	718	728	-	773	-	-	1/73	
	12,1	(0,38..19)	-	4/2-1	L3	(18,0)		453		851		-	748	-	793	-	-		
	26,1			L4				513		1023		-	-	-	833	-			
M6	6	0,2..10	15	SHF 6025-20	L2	9,0	4HS5	831	1/58	1371	1/68	1166	1186	1221	1261	1316	1351	1/77	
	12,5	(0,24..12)	-	4/2-1	L3	(11,0)		906		1551		-	1246	1281	1326	1381	1411		
	28,5			L4				1136		1841		-	-	1481	1536	1571			
	44,5			L5				1251		-		-	-	1691	1726				
M6	6	0,32..16	24	SHF 6025-32	L2	15,0	4HS7	866	1/58	1406	1/68	1201	1221	1256	1296	1351	1386	1/77	
	12,5	(0,38..19)	-	4/2-1	L3	(18,0)		941		1586		-	1281	1316	1361	1416	1446		
	28,5			L4				1171		1876		-	-	1516	1571	1606			
	44,5			L5				1286		-		-	-	1761	1761				
M6	6	0,4..20	30	SHF 6025-40	L2	18,0	4HS8	866	1/58	1406	1/68	1201	1221	1256	1296	1351	1386	1/77	
	12,5	(0,48..24)	-	4/2-1	L3	(21,0)		941		1586		-	1281	1316	1361	1416	1446		
	28,5			L4				1171		1876		-	-	1516	1571	1606			
	44,5			L5				1286		-		-	-	1726	1761				
M5	12	0,32..16	24	SHF 6050-16	L2	15,0	4HS7	826	1/57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	25	(0,38..19)	-	2/2-1	L3	(18,0)		901		-		-	-	-	-	-	-		
	57			L4				1131		-		-	-	-	-	-			
	89			L5				1246		-		-	-	-	-	-			
M5	12	0,4..20	30	SHF 6050-20	L2	18,0	4HS8	826	1/57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	25	(0,48..24)	-	2/2-1	L3	(21,0)		901		-		-	-	-	-	-	-		
	57			L4				1131		-		-	-	-	-	-			
	89			L5				1246		-		-	-	-	-	-			
6300	M4	6,4	2/12,5	-	SH 6032-25	L2	2,5/15,0	H72	440	1/55	852	1/66	820	830	-	910	-	-	1/75
		12,1	(2,5/15)	-	4/2-1	L3	(3,0/18,0)		470		898		-	860	-	940	-		
		26,1			L4				530		-		-	-	1070	-			
	M6	6	1,3/8	-	SH 6032-16	L2	1,4/9,0	H71	853	1/58	1393	1/68	1188	1208	1243	1283	1338	1373	1/77
		12,5	(1,6/9,6)	-	4/2-1	L3	(1,6/11,0)		928		1573		-	1268	1303	1348	1403	1433	
28,5				L4				1158		1863		-	-	1503	1558	1593			
	44,5			L5				1273		-		-	-	1713	1748				
M6	6	2/12,5	-	SH 6032-25	L2	2,5/15,0	H72	880	1/58	1420	1/68	1215	1235	1270	1310	1365	1400	1/77	
	12,5	(2,5/15)	-	4/2-1	L3	(3,0/18,0)		955		1600		-	1295	1330	1375	1430	1460		
	28,5			L4				1185		1890		-	-	1530	1585	1620			
	44,5			L5				1300		-		-	-	1740	1775				
M6	6	3,3/20	-	SH 6032-40	L2	3,8/24,0	H73	944	1/58	1484	1/68	1279	1299	1334	1374	1429	1464	1/77	
	12,5	(4/24)	-	4/2-1	L3	(4,5/28,8)		1019		1664		-	1359	1394	1439	1494	1524		
	28,5			L4				1249		1954		-	-	1594	1649	1684			
	44,5			L5				1364		-		-	-	1804	1839				
M4	12	2/12,5	-	SH 6063-12	L2	2,5/15,0	H72	840	1/57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	25	(2,5/15)	-	2/2-1	L3	(3,0/18,0)		915		-		-	-	-	-	-	-		
	57			L4				1145		-		-	-	-	-	-			
	89			L5				1260		-		-	-	-	-	-			

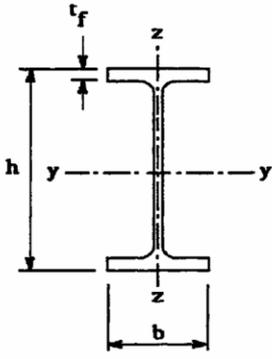
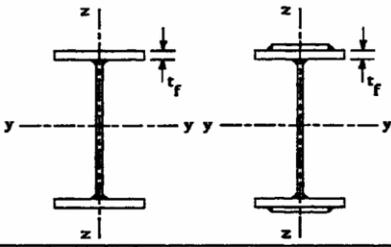
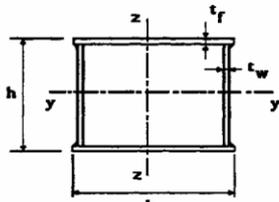
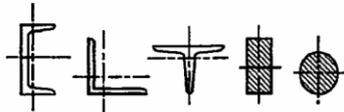
↳ 60 Hz
Andere Spurweiten auf Anfrage
*1 Hubmotortyp

↳ 60 Hz
Other track gauges on request
*1 Hoist motor type

↳ 60 Hz
Autres empattements sur demande
*1 Type de moteur de levage

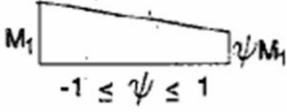
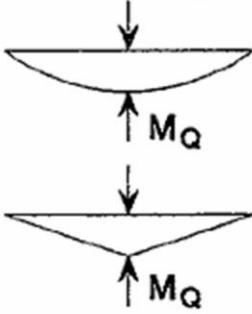
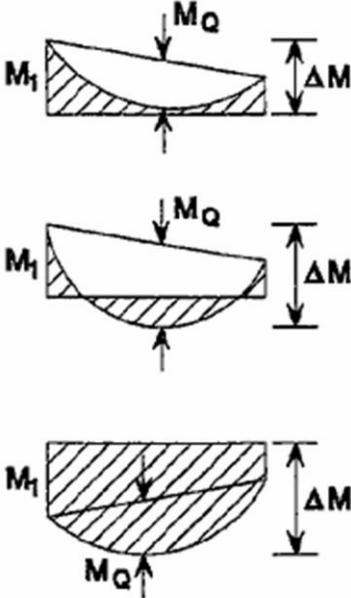
2
8
W

ANNEXE 3

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 4

TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression								
	G	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_v	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	s_s	I_t	I_w	y_s	y_m	S235	S355	S235				S355
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10								
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _t	d	∅	e _{min}	e _{max}	A _c	A _c
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ³	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	Ø mm	p _{int} mm	p _{ext} mm	A _e m ² /m	A _c m ² /t
HE 220 AA *	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA *	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA *	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA *	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300AA *	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320AA *	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm	S _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅ mm	p ₁₂₀ mm	p ₁₃₂ mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{sy} mm ³ x10 ³	W _{sy} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _x mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{sz} mm ³ x10 ³	W _{sz} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm	S _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅				S ₃₅₅	S ₄₆₀
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h mm	d mm	∅	p _{max} mm	p _{min} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

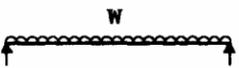
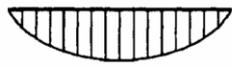
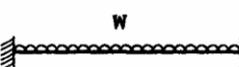
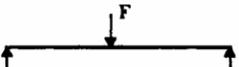
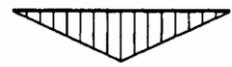
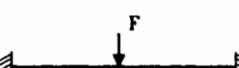
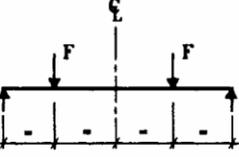
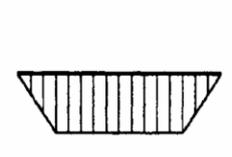
Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10035-2: 2004	EN 10035-4: 2004	EN 10225/2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{ply} ♣	i _y	A _x	I _z	W _{ez}	W _{pz} ♣	i _z	s _x	I _t	I _o	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355				S 460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12

G	I _y	W _{xy}	W _{pl,y} ↑	i _y	A _c	I _z	W _{pl,z}	W _{pl,z} ↑	i _z	s _x	t ₁	t ₂	t _w	§235	§355	§460	§235	§355	§460	EN 10025	EN 10025	EN 1022	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶											
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓			
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓			
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓	
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓			
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓	
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓			
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓	
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓	
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓			
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓	
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓	
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓	

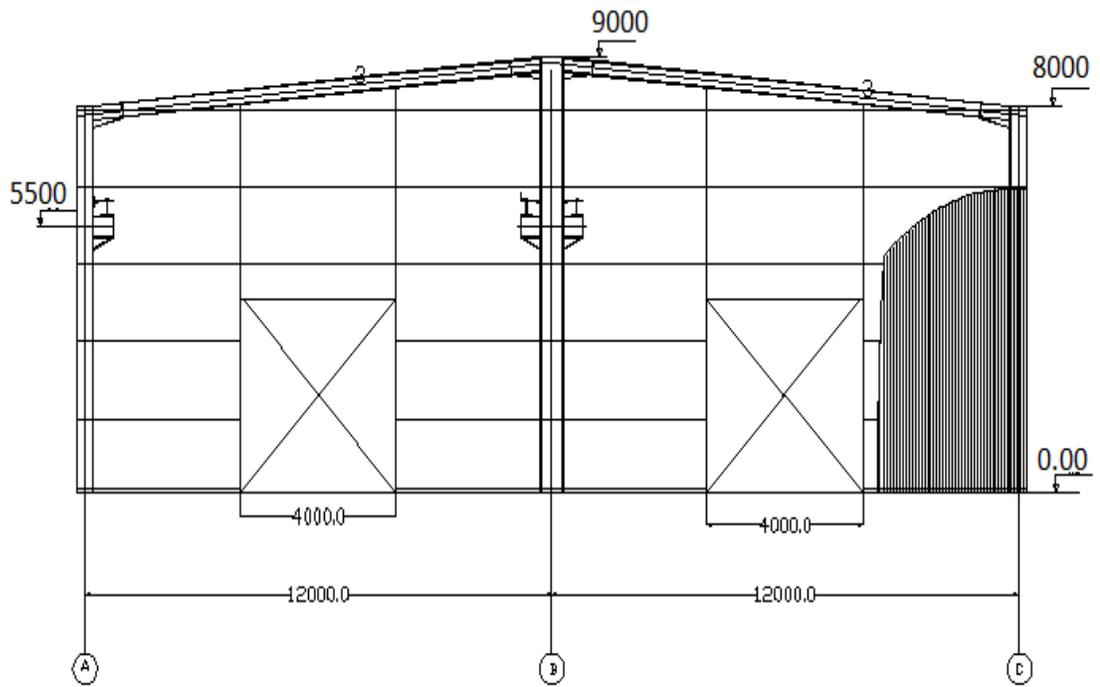
Annexe

	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x ,y _x mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _c m ² /m	A ₀ m ² /t
L 20 x 20 x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{1*}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{1*}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{1*}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{1*}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{1*}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{1*}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{1*}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{1*}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{1*}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{1*}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{1*}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{1*}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{1*}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{1*}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{1*}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{1*}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 ^{1*}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{1*}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{1*}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99
L 60 x 60 x 8 ^{1*}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89
L 65 x 65 x 6 ^{1*}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70
L 65 x 65 x 7 ^{1*}	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95
L 65 x 65 x 8 ^{1*}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,84
L 70 x 70 x 6 ^{1*}	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7 ^{1*}	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 ^{1*}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9 ^{1*}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4 ^{1*}	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 ^{1*}	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6 ^{1*}	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7 ^{1*}	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8 ^{1*}	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 ^{1*}	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5 ^{1*}	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 ^{1*}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 ^{1*}	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 ^{1*}	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 ^{1*}	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L 90 x 90 x 6 ^{1*}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L 90 x 90 x 7 ^{1*}	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L 90 x 90 x 8 ^{1*}	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L 90 x 90 x 9 ^{1*}	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L 90 x 90 x 10 ^{1*}	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L 90 x 90 x 11 ^{1*}	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L 100 x 100 x 6 ^{1*}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L 100 x 100 x 7 ^{1*}	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L 100 x 100 x 8 ^{1*}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10 ^{1*}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12 ^{1*}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 8 ^{1*}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L 110 x 110 x 10 ^{1*}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 ^{1*}	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

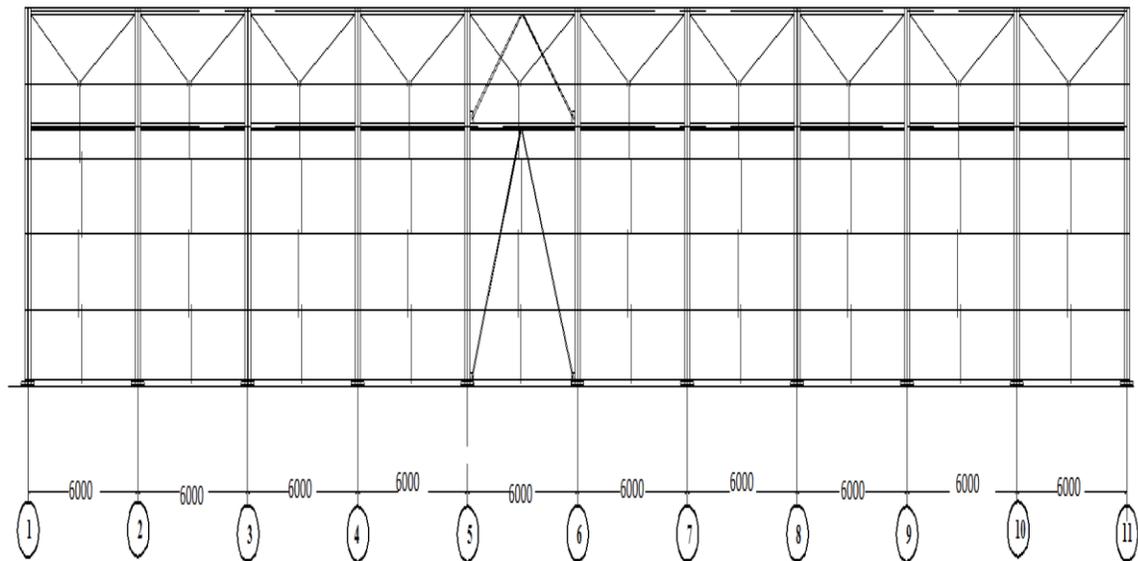
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

PLANS

vue de face axe 1



vue suivant la file A



vue de dessus

