

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et la Recherche Scientifique
Université M'Hamed Bougara- Boumerdes



Faculté de Technologie
Département Génie Mécanique

Mémoire de master

*En vue de l'obtention du
Diplôme de Master en Génie Mécanique*

Spécialité : Ouvrages Métalliques et Chaudronnés

THEME

*Étude et conception d'un bâtiment industriel
(102×30×10) muni d'un pont roulant de 30
tonnes plus bloc administratif R+1 à Blida*

Présenté par :

**MECHERI Nadir
LAHBIDI Amine**

Promoteur :
Mr IFRAH R.

Promotion 2021-2022



Dédicaces

*C'est avec gratitude et sincérité que je dédie ce modeste travail à :
Celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté
fait toujours les miracles...mon très cher père.*

*Celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne
éducation,...ma très chère mère. Bien qu'aucune dédicace ne serait
témoin de mon profond amour, mon immense gratitude et mon plus
grand respect, car je ne pourrai jamais oublier la tendresse et l'amour
dévoué par lesquels ils m'ont toujours entouré depuis mon enfance.
A ceux qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me soutenir, à
ceux qui leur amour m'a donné la volonté d'aller toujours de l'avant*

A ma chère sœur Ritaj, mon frère Amir.

A mon binôme Amine et toute sa famille.

*A tous mes amis qui m'aiment et avec lesquels j'ai
connu des moments agréables :Alla, Mourad, Samir,
Smail, Mohamed, Walid, Zaki,...etc*

A tous les étudiant(e)s de la promotion génie mécanique.

A tous ceux qui m'aiment et tous ceux que j'aime.

MECHERI Nadir



Dédicaces

*C'est avec gratitude et sincérité que je dédie ce modeste travail à :
Celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté
fait toujours les miracles... ma très chère mère.*

*Celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne
éducation,...ma très chère mère. Bien qu'aucune dédicace ne serait
témoin de mon profond amour, mon immense gratitude et mon plus
grand respect, car je ne pourrai jamais oublier la tendresse et l'amour
dévoué par lesquels ils m'ont toujours entouré depuis mon enfance.*

*A ceux qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me soutenir, à
ceux qui leur amour m'a donné la volonté d'aller toujours de l'avant.*

A mon binôme Nadir et toute sa famille.

*A tous mes amis qui m'aiment et avec lesquels j'ai
connu des moments agréables :Adel BENSOT et sa maman , Sofiane*

RAHIL,... , etc

A tous les étudiant(e)s de la promotion génie mécanique.

A tous ceux qui m'aiment et tous ceux que j'aime.

LAHBIDI Amine



REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord, le bon Dieu tout Puissant de nous avoir donné la santé, la volonté, la force, le courage, et la patience pour pouvoir surmonter les moments difficiles, et atteindre nos objectifs et sans lesquels notre projet n'aurait pas pu voir la lumière du jour.

Nous remercions sincèrement tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce projet, plus particulièrement : Notre promoteur monsieur IFRAH Rachid pour nous avoir orientés significativement tout le long de ce travail, aussi pour le temps précieux qu'il nous a consacré.

Nous remercions M^r MESKINE de nous avoir aidés par ses conseils et surtout pour ses encouragements.

Nous remercions tout le personnel de la Faculté de Technologie.

Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait de juger notre modeste travail.

Merci aussi à tous nos enseignants du Département Génie Mécanique.



Table des matières

Liste des figures.....	
Liste des Tableaux.....	
Notations et symboles :.....	
Introduction Générale :	1
Chapitre I : Présentation de sujet.....	2
I.1.Introduction :	2
I. 2.Présentation du sujet :	2
Dimension de la structure :	3
Logiciels utilisés :	4
I.3 Eléments structuraux :	4
Nature des éléments principaux de la structure proposés :	4
Les éléments secondaires :	5
Eléments de l'ouvrage :	5
Caractéristiques des matériaux :	5
Aciers de construction pour les éléments de structure :	5
Béton :	5
Assemblages :	6
Présentation schématique :	6
Chapitre II : Etude climatique	8
II.1. Introduction :	8
II.2. Dimensions de l'ouvrage :	8
II.3. Etude de la neige :	9
II.3.1.Calcul de la Surcharges de neige :	9
II.3.2.Charge de neige sur le sol :	9
II.3.3.Coefficient de forme des toitures (μ) :	9
II.4. Etude du vent:	10
II.4.1. Introduction :	10
II.4.2. Calcul du coefficient dynamique C_d :	11
II.4.3. Coefficient de la rugosité $C_r(z)$:	11
II.4.4. Intensité de la turbulence $I_v(z)$:	12
II.4.5. Coefficient d'exposition $C_e(z)$:	13
II.4.5. la pression dynamique Q_{dyn} :	14
II.4.6. Coefficient de pression extérieure (C_{pe}) :	14
II.4.7. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :	19
II.4.8.Détermination de la pression du vent Q_j :	20

II.5. Conclusion :	23
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	24
III-1 Introduction :	24
III.2 Les pannes :	24
III .2.1 Dimensionnement des pannes :	24
III.2.2 Détermination de la section de la panne :	25
III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS) (ELS).....	29
III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	29
III.2.6 Vérification à l'effort tranchant :	30
III .2.7. Vérification de la panne au déversement :	31
III.3 Les lisses de bardage :	32
III.3.1 Dimensionnement des lisses :	32
III.3.2 Détermination de la section de la lisse :	32
III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :	34
III.3.4 Vérification de la flèche (ELS) :	34
II.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	36
III.3.6 Vérification à l'effort tranchant :	37
III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :	38
III.4. Etude des potelets :	39
III.4.1 Dimensionnement des potelets :	39
III.4.2 Détermination de la section de potelet :	39
III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :	40
III.4.4 Vérification a l'effort tranchant :	41
III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y.sd}$:	42
III.4.6 Vérification au flambement :	42
Chapitre IV : Etude du plancher	45
IV.1. Introduction :	45
IV.2. Définition :	45
IV.3. Disposition des solives :	45
IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :	46
IV.5.Plancher Bureaux :	46
IV .5.1. Vérification au stade de montage :	46
IV.5.2.Evaluation des charges :	47
IV.5.3. Combinaison des charges:	47
IV.5.4. Vérification de la flèche :	47
IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)	47
IV.5.6.Vérification au moment fléchissant : (résistance).....	48

IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton).....	49
IV.6.1.Evaluation des charges :.....	49
IV.6.2. Combinaisons des charges :.....	49
IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton :	49
IV.6.4. La position de l'axe neutre:	49
IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :	50
IV.6.6 Contrainte de flexion simple :	51
IV 6.7.Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)	52
IV .6.8 Vérification de la flèche :	52
IV .6.9.Contraintes additionnelles de retrait :	53
IV 6.10.Contrainte finale :	54
IV. 7.Calcul et dimensionnement des connecteurs :.....	55
IV.7.1.Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :	55
IV.7.2.Nombre de connecteurs :.....	56
IV.7.3Calcul l'effort de cisaillement longitudinal V_1 :.....	56
IV .7.4.Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :.....	57
IV.7.5.L'espacement des connecteurs : (6.1.3 EC4)	58
IV.8. Conclusion :	58
Chapitre V : Etude des escaliers	59
V -1 Introduction :	59
V.2.Définitions :	59
V .3.Choix des dimensions :	60
V. 4.Dimensionnement de la cornière (support):	61
V .4.1Détermination la section de cornière :.....	62
V.4.2Evaluation des charges :	62
V.4.3.Les combinaisons des charges : (ELS).....	62
V.4.4.Evaluation des charges :	63
V.4.5 Les combinaisons des charges :	63
V.4.6 vérification à la flèche :	64
V.4.7 vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :	64
V.5.Dimensionnement de limon :.....	65
V.5.1.Détermination la section de limon :	65
V.5.2.Evaluation des charges :	66
V.5.3Les combinaisons des charges :	66
V.5.4.Vérification de la flèche :	66
V.5.5.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :	67
V.5.6.Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	68

V.5.7.Vérification de l'effort axial de compression :	68
V.6.1 .Détermination de la section de solive :	70
V.6.2. Evaluation des charges :	70
V.6.3.La combinaison des charges : (ELS).....	70
V.6.4 Evaluation des charges:	71
V.6.5 Les combinaisons des charges:	71
V.6.5.Vérification de la flèche:	71
V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	72
V.6.8.Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	73
V.7 Dimensionnement de la poutre palière:.....	73
V.7.1. Evaluation des charges:	74
V.7.2. Charges permanentes:.....	74
V.7.3. Charges d'exploitation :.....	75
V.7.4. Combinaisons des charges:	75
V.7.5. Vérification de la flèche:	75
V.7.6.Vérification du moment fléchissant (résistance) :.....	77
V.8 Conclusion :	78
Chapitre VI : Chemin de roulement	79
VI.1 Introduction :	79
VI.2 Caractéristiques du pont roulant :.....	79
VI -3- Les charges induites par le pont roulant :.....	79
VI-3-1- Les coefficients d'amplification dynamique :	79
VI .3.2.Détermination des coefficients d'amplification dynamique :	80
VI.3.3.Dispositions des charges :	81
VI.3.4 Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23) :.....	84
VI.3.5.Charges horizontales $H_{S,i,j,k}$ et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage :	86
VI.4 Calcul des forces:.....	88
VI.5.1 Vérification de la flèche :	89
VI.5.2Pré dimensionnement de la poutre de roulement :.....	89
VI.5.3Vérification de la flèche :	89
VI.5.4 Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieure :.....	91
VI.5.5.Choix du rail :	91
VI.5.6.Vérification de la flèche verticale :	92
VI.6.Evaluation des charges :	93
VI.6.1Charges verticales :	93
VI.6.2 .Charges horizontales transversales :	93

VI-7- Combinaison des charges :	95
VI.7.1 Charges verticales :	95
VI.7.2. Charges horizontales :	95
IV-7-3- Charges horizontales longitudinales :	96
VI.8. Vérification à la flexion bi-axiale :	96
VI.9. Vérification à l'effort tranchant :	96
VI.10. Vérification au moment et à l'effort axial :	97
VI.11. Vérification au déversement :	97
VI.12. Vérification à l'écrasement :	99
VI.13. Vérification à l'enfoncement local :	99
VI.14. Vérification à la résistance au voilement :	100
VI.15. Conclusion :	101
Chapitre VII : Etude sismique	102
VII.1. Introduction :	102
VII.2 .Différents méthodes :	102
VII.3. Choix de la méthode dans notre cas :	102
VII.3.1. Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).	102
VII.3.2. Principe de la méthode statique équivalente :	102
VII.3.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base :	102
VII.3.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux :	107
VII.4. Répartition des efforts entre les portiques:	108
VII.5. Calcul de l'effort tranchant V à la base :	112
VII.7.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux :	115
VII.8.1. Répartition des efforts entre les portiques:	115
VII. 9. Conclusion :	118
II.10. Calcul de joint sismique :	118
VII.10.1. Justification de la sécurité :	118
VII.10.2. Justification de la largeur des joints sismique :	118
VII.10.3. Calcul des déplacements :	118
VII.11. Conclusion :	119
Chapitre VIII : Contreventements et stabilité	120
VIII.1. Introduction :	120
VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent » :	120
VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :	120
VIII.2.2. Effort de traction dans les diagonales :	122
VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales :	123

VIII.3 Étude des palées de stabilité :	124
VIII.3.1 Calcul des diagonales :	124
VIII .3.1. Calcul des angles des diagonales :	125
VIII .3.2. Longueur des diagonales :	125
VIII.3.3. Calcul des réactions :	126
VIII.3.4.Vérification des diagonales à la traction :	127
VIII.4. La sablière :	128
VIII.4.1 Vérification de l'élément comprimé et fléchi :	129
VIII.5. Conclusion :	131
Chapitre IX : Etude de portique	132
IX-1- Introduction :	132
IX-2- Calcul de portique :	132
IX-2-1- Barres :	134
IX-2-2- Nœuds :	134
IX-2-5-Combinaisons d'action :	136
IX-2-6- Réactions	137
IX-2-7- Déplacements.....	138
IX-2-8- Efforts.....	138
IX-2-9- Contraintes.....	138
IX-4-10- Flèches maximales	139
IX-3- Conclusion :	146
X.1. Introduction :	147
X.2. Fonctionnement des assemblages :	147
X.3. Calcul des assemblages :	147
X.3.1 L'attache de la diagonale 2UPN180 avec le poteau en HEB650:.....	148
X.3.1.1. Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement :	149
X-3-1-2-Résistance du boulon a la traction :	149
X-3-1-3-Résistance à la pression diamétrale :	149
X-3-2-Assemblage pannes – traverse :	149
X-3-2-1-Dimensionnement de l'échantignolle :	149
X-3-2-2- Calcul des réactions d'appuis :	150
X-3-2-3-Calcul de moment de renversement :	150
X-3-2-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction :	151
X-4-Assemblage poteau HEB 650 - traverse IPE 600 :	152
X-7-Conclusion :	180
Conclusion Générale.....	181
Bibliographie	182

Liste des figures

Figure I. 1: Vue en perspective de l'ossature.....	3
Figure I. 2: Vue du pignon 1.....	6
Figure I. 3: Vue du pignon2.	6
Figure I. 4: Vue du long pan 1.	7
Figure I. 5: Vue du long pan 2.....	7
Figure I. 6: Vue en plan de la toiture.....	7
Figure I. 7: Vue d'implantation.	7
FigureII. 1: Vue en perspective de la structure	8
FigureII. 2: Vue sue le pignon	15
FigureII. 3: Légende pour les parois verticales (vent sur long pan)	15
FigureII. 4: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur long pan)	16
FigureII. 5: Légende pour la toiture (vent sur long pan)	16
FigureII. 6: Vue sur le pignon	17
FigureII. 7: Légende pour les parois verticales (vent sur le pignon).....	18
FigureII. 8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent le pignon).....	18
FigureII. 9: Légende pour la toiture (vent le pignon).....	19
FigureII. 10: Les valeurs de Cpi	19
Figure III. 1: Disposition des pannes et la projection des forces.....	25
Figure III. 2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.	25
Figure III. 3: Disposition de la lisse de bardage.....	32
Figure III. 4: Dispositions des liernes	38
Figure III. 5: Disposition des potelets.	39
Figure IV. 1: Eléments constructifs du plancher.....	45
Figure IV. 2: Disposition des solives dans chaque trame.	46
Figure IV. 3: Position de l'axe neutre.	50
Figure IV. 4: Diagramme des contraintes de flexion simple	52
Figure IV. 5: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait	54
Figure IV. 6: La position d'un connecteur.....	55
Figure IV. 7: Caractéristiques des connecteurs.....	56
Figure V. 1: Présentation de l'escalier.	59
Figure V. 2: Vue en élévation d'escalier	60
Figure V. 3: Vue en plan de l'escalier.....	60
Figure V. 4: La disposition des corniers.....	61
Figure V. 5: Les constituants de la marche.....	62
Figure V. 6: Distribution des charges sur un limon.....	65

Figure V. 7: Eléments constitutif du palier de repos.	69
Figure V. 8: Les dimensions du palier de repos.	69
Figure V. 9: Distribution des charges sur la poutre palière.	73
Figure V. 10: Distribution des charges sur la poutre paliér.	77
Figure VI. 1:Schéma de pont roulant	79
Figure VI. 2: Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.	82
Figure VI. 3: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.	82
Figure VI. 4: Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	83
Figure VI. 5: Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	84
Figure VI. 6: Charges horizontales longitudinales $HL_{i,j}$	85
Figure VI. 7: Définition des charges transversales $H_{T,i}$	86
Figure VI. 8: Définition de l'angle α et la distance h	87
Figure VI. 9: Schéma de la poutre de roulement.....	89
Figure VI. 10: Distance de $Q_{r,max}$ à l'extrémité de la poutre.....	89
Figure VI. 11: Poutre de freinage	90
Figure VI. 12: Charge de calcul au galet.....	91
Figure VI. 13: Dessin d'un rail et d'un crapaud.....	92
Figure VI. 14: Schéma (Poutre de roulement + rail).	92
Figure VI. 15: Disposition de la charge horizontale sur PDR des chariots.....	94
Figure VII. 1: Répartition par niveau	105
Figure VII. 2: Répartition des masses par niveau	107
Figure VII. 3: Distribution de la force sismique sur le 2eme portique le plus chargé (file 1) sens transversal ...	111
Figure VII. 4: Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale	111
Figure VII. 5: Répartition par niveau.....	113
Figure VIII. 1: Schématisation des efforts sur la poutre au vent.....	120
Figure VIII. 2: Dimensions de la palée de stabilité.....	125
Figure VIII. 3: Disposition de la sablière	128
Figure X. 1: Assemblage palée de stabilité	148
Figure X. 2: Assemblage panne -traverse.....	150
Figure X. 3: Assemblage poteau-travers	152
Figure X. 4: Assemblage poutre-poutre	162
Figure X. 5: Assemblage pied de poteau.....	171

Liste des Tableaux

Tableau II. 1: Les résultats du coefficient de rugosité.....	12
Tableau II. 2: Les résultats de l'intensité de la turbulence	13
Tableau II. 3 : Les résultats de coefficient d'exposition.....	14
Tableau II. 4: Les résultats de la pression dynamique dans chaque zone	14
Tableau II. 5: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur long pan).....	15
Tableau II. 6: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan)	17
Tableau II. 7: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan).....	17
Tableau II. 8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	18
Tableau II. 9: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur pignon).....	19
Tableau II. 10: La pression du vent sur les parois verticales pour Z1 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II. 11: La pression du vent sur les parois verticales pour Z2 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II. 12: La pression du vent sur les parois verticales pour Z3 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II. 13: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II. 14: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur long pan) (Dépression)	22
Tableau II. 15: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur long pan) (Suppression).....	22
Tableau II. 16: La pression du vent sur les parois verticales pour Z1 (Vent sur le pignon).....	22
Tableau II. 17: La pression du vent sur les parois verticales pour Z2 (Vent sur le pignon).....	22
Tableau II. 18: La pression du vent sur les parois verticales pour Z3 (Vent sur le pignon).....	23
Tableau II. 19: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur le pignon).....	23
Tableau II. 20: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur le pignon).....	23
Tableau III. 1: Les combinaisons des charges YY'(ELS).	26
Tableau III. 2: Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).	26
Tableau III. 3: Caractéristique et dimension d'IPE140	27
Tableau III. 4: Les combinaisons des charges YY'(ELU).....	28
Tableau III. 5: Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).....	28
Tableau III. 6: Les combinaisons des charges YY'(ELS).	28
Tableau III. 7: Les combinaisons des charges ZZ'	29
Tableau III. 8: Caractéristiques et dimensions d'UPN140	34
Tableau III. 9: Les caractéristiques d'IPE360.....	40
Tableau III. 10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450 (Ec3 page 171-175).	42
Tableau IV. 1: Caractéristique et dimension d'IPE220	46
Tableau V. 1: Caractéristiques et dimensions de L 40×40×5.	63
Tableau V. 2: Caractéristiques et dimensions d'UPN160.	66
Tableau V. 3: Caractéristiques et dimensions d'IPE140.	70
Tableau V. 4: Caractéristiques et dimensions d'UPN180.	74

Tableau VI. 1: Caractéristiques du pont roulant	79
Tableau VI. 2: Caractéristiques du pont roulant	79
Tableau VI. 3: Les coefficients d'amplification dynamique.....	79
Tableau VI. 4: La classe de pont roulant	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 5: Les charges verticales maximales sur un galet.	83
Tableau VI. 6: Valeurs des $\lambda_{s,i,j,k}$	88
Tableau VI. 7: Valeurs des HS,i,j,k.	88
Tableau VI. 8: caractéristique de HEB 650	90
Tableau VI. 9: Résumé des charges :	94
Tableau VI. 10: Combinaison des charges verticales (efforts):	95
Tableau VI. 11: Combinaison des charges verticales (moments):	95
Tableau VI. 12: Combinaison des charges horizontales (efforts):	95
Tableau VI. 13: Combinaison des charges horizontales (moments):	95
Tableau VII. 1: Facteur de qualité	105
Tableau VII. 2: Les charges permanentes pour 1er niveau.....	106
Tableau VII. 3: Les charges permanentes pour 2eme niveau	106
Tableau VII. 4: Poids total de la structure	107
Tableau VII. 5: Les résultants de la distribution de la force sismique globale V	108
Tableau VII. 6: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal	110
Tableau VII. 7: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal	111
Tableau VII. 8: Les charges permanentes pour RDC	113
Tableau VII. 9: Les charges permanentes pour 1er l'étage.....	113
Tableau VII. 10: Poids total de la structure	114
Tableau VII. 11: Les valeurs du la force sisméque	115
Tableau VII. 12: Distribution des efforts sismique sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal.....	117
Tableau VII. 13: Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens transversale	117
Tableau VIII. 1: Caractéristiques et dimensions de l'HEA240.....	129
Tableau IX. 1: Données des barres	134
Tableau IX. 2: Données des nœuds.....	134
Tableau IX. 3: Symbole des charges.....	135
Tableau IX. 4: Combinaisons d'action.....	136
Tableau IX. 5: Valeur des réactions	137
Tableau IX. 6: Déplacements des nœuds.....	138
Tableau IX. 7: Valeurs des efforts	138
Tableau IX. 8: Valeurs des contraintes	139
Tableau IX. 9: Flèches maximales	139

Tableau X. 1: PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE	157
Tableau X. 2: LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT	157
Tableau X. 3: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1	158
RESISTANCE DE: Tableau X. 4: LA RANGEE DE BOULONS N° 2	158
Tableau X. 5: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3	159
Tableau X. 6: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS	159
Tableau X. 7: TABLEAU RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT	160
Tableau X. 8: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS	161
Tableau X. 9 : LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT	165
Tableau X. 10: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1	166
Tableau X. 11: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2	166
Tableau X. 12: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3	166
Tableau X. 13: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4	167
Tableau X. 14: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5	167
Tableau X. 15: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6	168
Tableau X. 16: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS	168
Tableau X. 17: RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT	169
Tableau X. 18: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS	170

Notations et symboles :

C_d : Le coefficient dynamique de la construction

C_e : Le coefficient d'exposition au vent

C_{pe} : Le coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure

$C_{r(Z)}$: Le coefficient de rugosité

$C_{t(Z)}$: Le coefficient de topographie

$C_{fr,j}$: Le coefficient de frottement de l'élément de surface j

F_{fr} : La force de frottement

j : Un élément de surface

K_T : Le facteur de terrain

$q_d(z_j)$: La pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative a l'élément j

q_j : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

q_{temp} : La pression dynamique de référence pour les constructions temporaires

S : La surface chargée de la paroi considérée

$S_{fr(j)}$: L'aire de l'élément de surface j

w : La pression nette qui s'exerce sur l'élément j

Z_j : La hauteur du centre de l'élément de surface j

Z_0 : Le paramètre de rugosité

Z_{min} : La hauteur minimale

Z : La hauteur considérée

A : Section brute d'une pièce

A_{eff} : Section efficace d'une pièce

A_w : Section de l'âme d'une pièce

A_v : Aire de cisaillement

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

M_y : Moment fléchissant

M_{cr} : Moment critique élastique

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier

f : Flèche d'une poutre
 f_u : Contrainte de rupture d'une pièce
 f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon
 f_y : Limite d'élasticité de l'acier
 i : Rayon de giration d'une section
 I_y : Moment d'inertie maximal
 I_z : Moment d'inertie minimal
 K_y et K_z : Coefficient de flambement – flexion
 M_{el} : Moment élastique
 M_{pl} : Moment plastique
 W_{el} : Module de résistance élastique
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 λ : Elancement
 λ_K : Elancement Eulérien
 $\tilde{\lambda}$: Elancement réduite
 β : Coefficient de réduction de flambement
 β_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
 γ : Coefficient de sécurité
 t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle
 t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre
 t_w : Epaisseur d'une âme de poutre
 V_{pl} : Effort tranchant de plastification
 τ : Contrainte tangentiel de cisaillement
 τ_e : Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité
 σ : Contrainte normal
 A : Coefficient d'accélération,
 s : Pourcentage d'amortissement
 δ : Facteur de correction d'amortissement
 R : Coefficient de comportement de la structure
 q : Facteur de qualité

N : Nombre des niveaux

E : Effet de l'action sismique

E_i : Valeur modale de selon le mode de vibration

K : Mode des vibrations

F_v : Composante verticale de l'action sismique

W_p : Poids propre de l'élément port a faux

δ_K : Déplacement horizontale

δ_{eK} : Déplacement du aux force sismique

Δ_k : Déplacement relatif au niveau K

Introduction Générale

Introduction Générale :

La construction métallique occupe un pôle technologique important dans plusieurs domaines comme la charpente, la chaudronnerie, et la tuyauterie. Nous la retrouvons dans plusieurs domaines de la construction à savoir : les constructions industrielles, les hangars, les réservoirs, les ponts et les bâtiments à usage administratifs et habitation.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec un degré sécurité. Comme le cas des halls industriels pour l'installation des équipements et les grands espaces de circulation. Les divers avantages de cette dernière relativement aux autres types de construction sont :

- La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectuée soit par soudage ou par boulonnage.
- La grande résistance de l'acier à la compression et à la traction, ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- La légèreté qui réduit les charges sur le sol entraîne une économie de fondation.
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Possibilités architecturales très étendues.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie mécanique option **Ouvrages Métalliques et Chaudronnés** à l'université **M'Hamed BOUGARA** de **BOUMERDES**, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) à l'entreprise « **Construction Métallique et Bâtiment** ». Le but de ce projet est de nous familiariser avec le milieu professionnel. C'est un travail personnel mais également un travail d'équipe qui doit répondre aux besoins et aux exigences de l'entreprise. Il est à la fois d'ordre scientifique, technique, mais aussi humain, administratif et financier. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

L'entreprise qui nous a accueillis pour notre projet de fin d'études, est **COSIDER (P30)** C'est une entreprise de Construction Métallique et Bâtiment. L'une de ces spécialités est la charpente métallique.

Notre PFE avait pour objet l'étude et la conception de bâtiment industriel avec mezzanine et pont roulant de capacité 30 tonnes ; le projet nous a été proposé par l'entreprise **COSIDER (P30)**

Chapitre I :

Présentation de sujet

Chapitre I : Présentation de sujet

I.1.Introduction :

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E28 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I. 2.Présentation du sujet :

Notre projet de fin d'étude a été proposé par entreprise construction métallique (**COSIDER P30**), (**Wilaya de BLIDA**).

Qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude d'un bâtiment industriel avec un pont roulant de capacité de levage de **30 tonne** et un bloc administratif, situé à **TABAINET W.BLIDA**.

Dans notre étude on a utilisé les règles de calculs Neige et Vent «**RNV.99**»,

«**CCM97**», ainsi que le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2020** et cela pour s'adapter avec les nouvelles méthodes de calcul.

Les dimensions de la structure sont représentées par les figures : **I.1, I.2, I.4 et I.5, I.6, I.7**

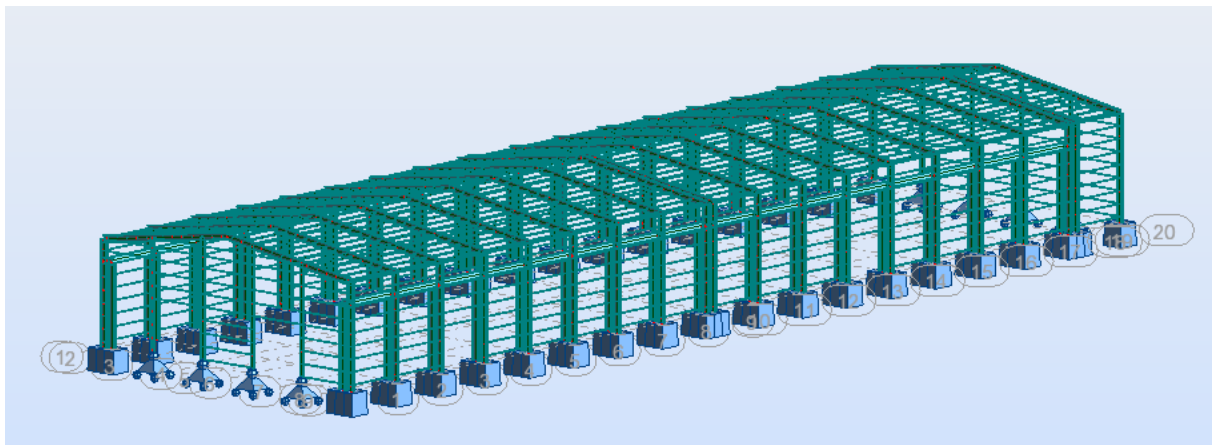
On note que la structure est régulière en plan et en élévation, les portiques sont auto-stables ordinaires dans le sens transversal et contreventés dans le sens longitudinal.

Données concernant le site :

- Lieu de réalisation : **TABAINET W.BLIDA.**
- Altitude géographique : **110 m**
- Zone de neige : **A**
- Région de vent : **I**
- Site plat $C_t(z) = 1$
- Catégorie de terrain : **II**

Dimension de la structure :

- Hauteur total : **12.25m**
- Longueur : **102 m**
- Largeur : **30 m**
- Hauteur de plancher : **5m**
- Hauteur de pont roulant : **8 m (niveau PDR)**
- Ecartement entre portiques : **6 m**
- Hauteur de la paroi verticale : **$h = 10m$**
- Toiture à double versants d'une pente (15%) $\alpha = 8,5$



I. 1: Vue en perspective de l'ossature.....3

Figure I. 1: Vue en perspective de l'ossature

Règlements utilisés :

- **Règles Neige et vent Algérien DTR** : Pour l'étude des effets climatiques.
- **CCM97** : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- **Eurocode 4** : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- **Recommandations de l'Eurocode5** : Pour l'étude de chemin de roulement.

Logiciels utilisés :

- **Robot Millénium 2013** pour l'analyse de la structure.
- **Auto CAD 2013** pour les dessins.

I.3 Eléments structuraux :**Nature des éléments principaux de la structure proposés :**

- Poteaux atelier : poteaux composé : **2HEB**
- Poteaux bloc: poteaux 1 : **HEB**
- Poteaux plancher : **HEA**
- Stabilités horizontale **cornière (CAE)**
- Stabilités verticale **2UPN**
- Les ciseaux corniers **(CAE)**
- Poutre de roulement **HEB 650**
- Plancher mixte :
 - ✓ Solive **IPE**
 - ✓ Dalle en béton
 - ✓ Bac nervuré **TN**

Les éléments secondaires :

- Pannes **IPE 140**
- Lisses de bardages **UPN 140**
- Potelets **IPE 360**

Eléments de l'ouvrage :

- Plancher : Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 8 cm
- Escalier

Caractéristiques des matériaux :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

Aciers de construction pour les éléments de structure :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$.
- Module de cisaillement : $G = 81,103 \text{ N/mm}^2$.
- Module de Young: $E = 210 \text{ KN/mm}^2$.
- Poids volumique : $\rho = 7875 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** dont les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression $F_{c28} = 20 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000$.
- Coefficient de retrait $\xi = 2 \times 10^{-4}$.

- Module équivalent du béton (C20/25) $E_c = 29 \text{ KN/mm}^2$

Assemblages :

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR10.9.
- Des boulons ordinaires.
- Des soudures.

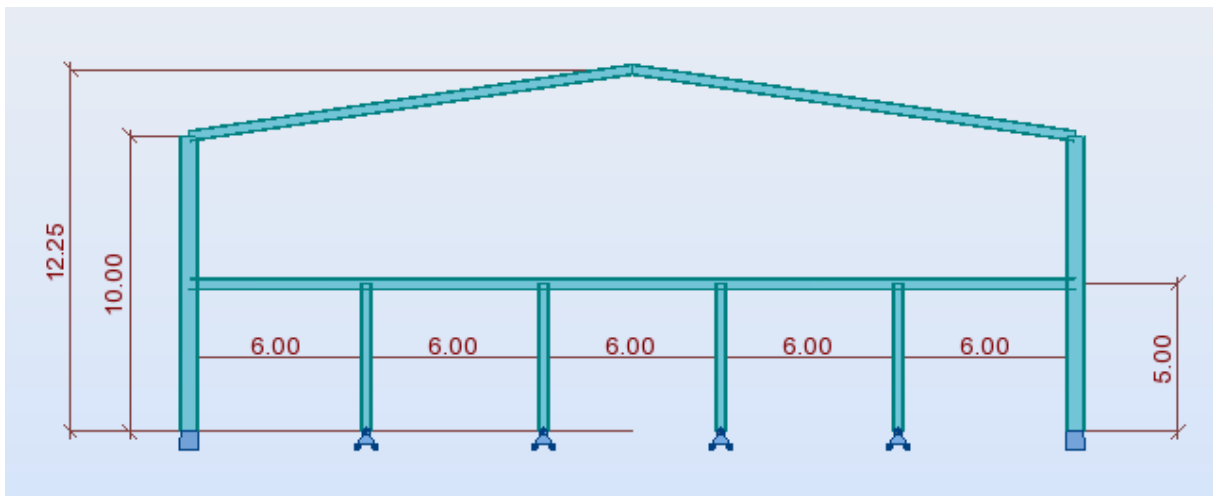
Présentation schématique :

Figure I. 2: Vue du pignon 1.

Figure I. 3: Vue du pignon2.

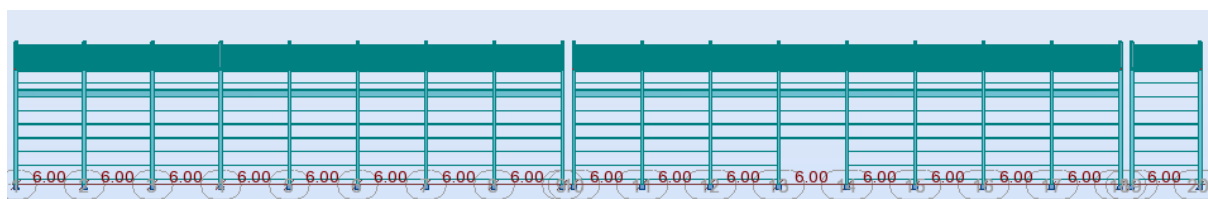


Figure I. 4: Vue du long pan 1.

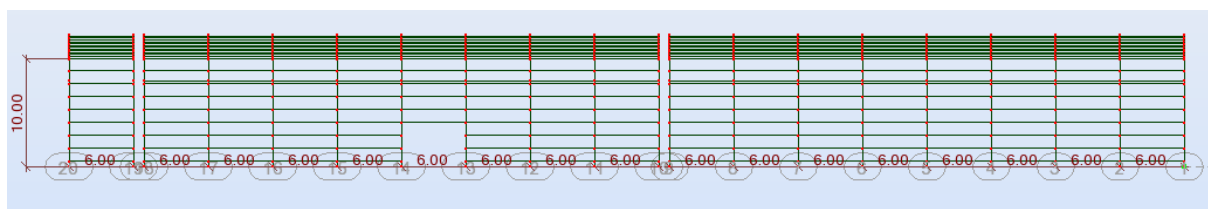


Figure I. 5: Vue du long pan 2.

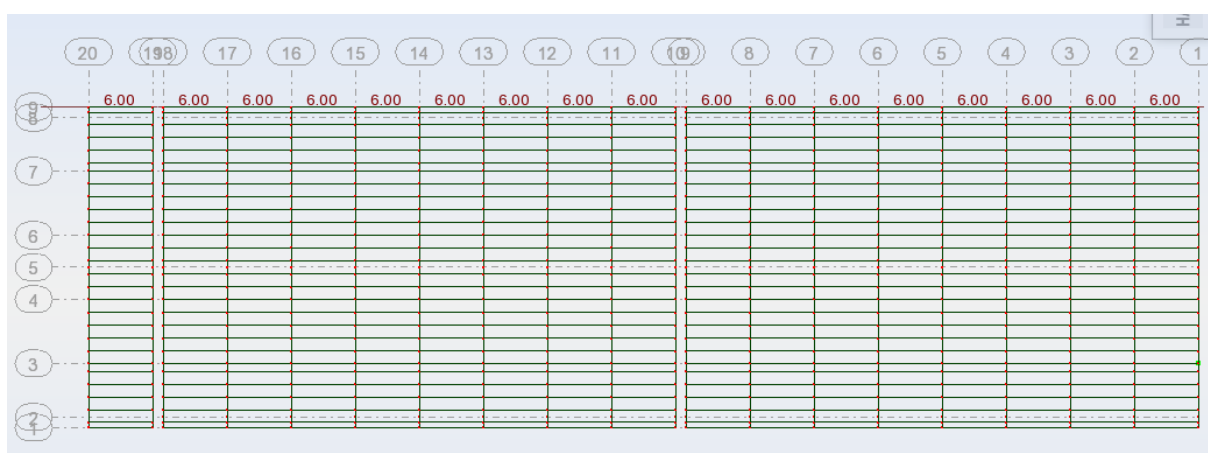


Figure I. 6: Vue en plan de la toiture.

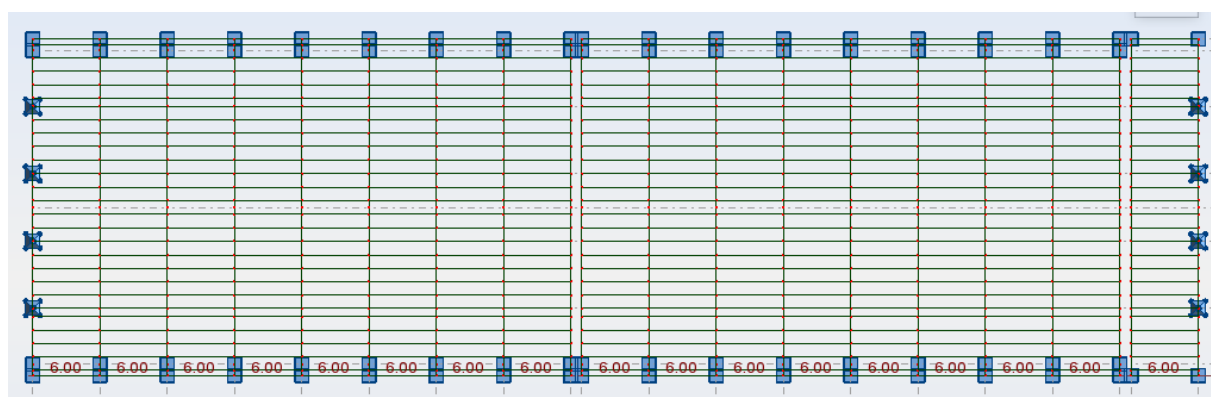


Figure I. 7: Vue d'implantation.

Chapitre II : Etude climatique

Chapitre II : Etude climatique

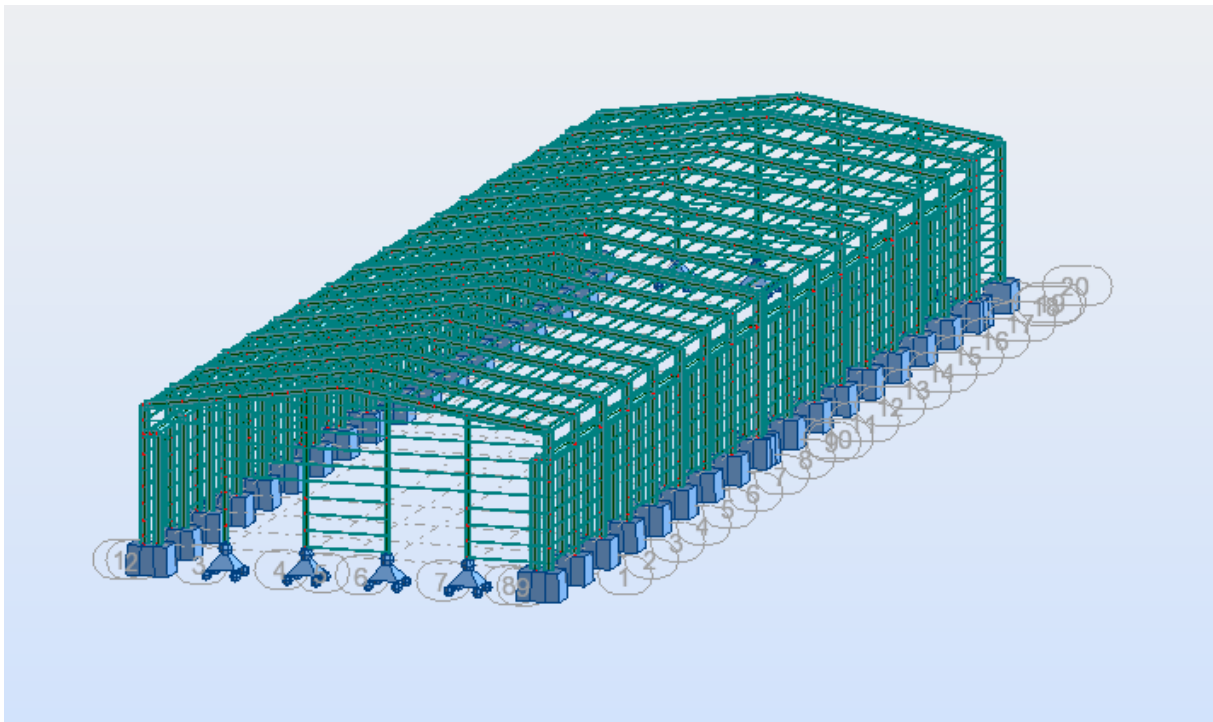
II.1. Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent (R.N.V.2013).

Nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

II.2. Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur : $a = 102 \text{ m}$
- Largeur : $b = 30 \text{ m}$
- Hauteur totale: $H = 12,25 \text{ m}$
- Hauteur de poteau: $H_p = 10 \text{ m}$
- Toiture à double versants d'une pente (15%) $\alpha = 8,5^\circ$
- Hauteur de bloc : $H = 10 \text{ m}$



FigureII. 1: Vue en perspective de la structure

Données relatives au site :

- Lieu d'implantation : TABAINET
- Site plat : $C_t(z) = 1$ (R.N.V.2013 p54)

- zone de neige : **A (R.N.V 2013 p36)**
- Zone de vent : **I (R.N.V .2013 p107'annexe1)**
- Catégorie de terrain : **II (R.N.V .13 p108)**

II.3. Etude de la neige :

II.3.1.Calcul de la Surcharges de neige :

D'après **(R.N.V.2013 p18)**, la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

II.3.2.Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Notre construction située à **Tabaïnet**, donc c'est la zone A de neige.

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100}$$

H : l'altitude de lieu considère à **Tabaïnet** est : **110 m**.

$$S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 110 + 15}{100}$$

$$S_k = 0,227 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.3.3.Coefficient de forme des toitures (μ) :

Notre structure a une toiture à deux versants avec une inclinaison $\alpha = 8,5^\circ$.

D'après **(R.N.V.2013 p25)** : $\mu = 0,8$

Donc la charge de neige est :

$$S = 0,8 \times 0,277 = 0,18 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.4. Etude du vent:

II.4.1. Introduction :

Le vent est définie comme de l'air en mouvement dans l'atmosphère, il se produit par les différences de pression atmosphérique l'air s'écoule des zones de hautes pressions vers les zones où la pression est la plus basse. Il ne cherche donc qu'à rétablir une égalité de pression. Plus la différence de pression est importante plus le vent sera fort.

Le vent exerce sur les parois des actions extérieures (compression et traction) et des actions intérieures (suppression et dépression) agissant perpendiculairement aux parois considérées. Alors, dans le calcul des constructions on tient compte presque toujours des effets du vent et on suppose que la direction d'ensemble moyenne de ce dernier est horizontale et l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

Les actions du vent appliquées sur les parois dépendent de :

La vitesse du vent.

La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensembles.

L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.

Des dimensions de l'élément considéré.

La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

Pour mener à bien les calculs, le « **règlement neige et vent** » algérien en vigueur «**R.N.V.2013**» (**DTR C2-47**) a pour objet de définir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent appliquées sur l'ensemble des structures (hangars, halls, bâtiments...etc.). Dont la hauteur n'excède pas 200 m.

Selon ce règlement le calcul au vent s'effectuera, séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux parois de notre construction.

Ceci dit :

- Vent **V1** parallèle au long pan.
- Vent **V2** perpendiculaire au long pan.
- Notre zone du vent est : **Zone I** $Q_{réf} = 0,375 \text{ (N/m}^2\text{)}$ (**R.N.V.13 p50**)
- Le site plat **$C_t(z) = 1$** (**R.N.V.13 p 54**)
- La catégorie du terrain : **II**

Tel que :

- ✓ K_T : facteur du terrain. → **$K_T = 0,19$.**
- ✓ Z_0 : paramètre de la rugosité [m] → **$Z_0 = 0,05 \text{ m}$.**
- ✓ Z_{min} : hauteur minimale [m]. → **$Z_{min} = 2 \text{ m}$.**
- ✓

II.4.2. Calcul du coefficient dynamique C_d :

D'après la (R.N.V.2013 p62) dans le cas de bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15m.

$$C_d = 1$$

II.4.3. Coefficient de la rugosité $C_r(z)$:

La structure est d'une hauteur supérieure à 10m avec un plancher intermédiaires

Donc on doit calculer n

$$n = E [h/3] \text{ et } h_i = [h/n]$$

Tel que : n : est le nombre de niveau de la construction.

E : désigne la partie entière.

H : la hauteur totale de la structure.

$$H = 12,25 \text{ m} \text{ donc : } n = E [12,25/3] = E [4,08] = 4 \text{ m}$$

$$H_i = [12,25/4] = 3,0625 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_1 = [h_i/2] = [3,0625/2] = 1,53 \text{ m}$$

$$Z_i = Z_1 + (i-1) h_i$$

Donc:

$$\checkmark Z_2 = 4,59 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_3 = 7,65 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_4 = 10 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_5 = 12,25 \text{ m}$$

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes:

- $C_r(z) = K_t \times \ln \left(\frac{z}{Z_0} \right)$ pour : $Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$
- $C_r(z) = k_t \times \ln \left(\frac{z_{\min}}{Z_0} \right)$ pour : $Z \leq Z_{\min}$

✓ Dans la paroi verticale :

$$\text{Pour : } Z_1 = 1,53 \text{ m}$$

$$C_r (Z_1) = k_t \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) = 0,19 \times \ln \left(\frac{2}{0,05} \right) = 0,7$$

$$\text{Pour : } Z_2 = 4,59 \text{ m}$$

$$C_r (Z_2) = K_t \times \ln \left(\frac{Z_2}{Z_0} \right) = 0,19 \times \ln \left(\frac{4,59}{0,05} \right) = 0,86$$

Pour : $Z_3 = 7,65$ m

$$C_r(Z_3) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_3}{Z_0}\right) = C_r(z_3) = 0,19 \times \ln\left(\frac{7,65}{0,05}\right) = 0,95$$

Pour : $Z_4 = 10$ m

$$C_r(Z_4) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_4}{Z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right) = 1,006$$

✓ **Dans la toiture :**

Pour : $Z_5 = 12,25$ m

$$C_r(z_5) = K_t \times \ln\left(\frac{z_5}{Z_0}\right) = C_r(z_5) = 0,19 \times \ln\left(\frac{12,25}{0,05}\right) = 1,045$$

Tableau II. 1: Les résultats du coefficient de rugosité

Zone	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_5
$C_r(z)$	0,7	0,86	0,95	1,006	1,045

II.4.4. Intensité de la turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivant :

- $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$ pour : $Z > Z_{\min}$
- $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{Z_0}\right)}$ pour : $Z < Z_{\min}$

✓ **Dans la paroi verticale**

Pour : $Z_1 = 1,53$ m

$$I_v(Z_1) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{2}{0,05}\right)} = 0,27$$

Pour : $Z_2 = 4,59$ m

$$I_v(Z_2) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_2}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{4,59}{0,05}\right)} = 0,22$$

Pour : $Z_3 = 7,65$ m

$$I_v(Z_3) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_3}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7,65}{0,05}\right)} = 0,19$$

Pour : $Z_4 = 10$ m

$$I_v(Z_4) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_4}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)} = 0,188$$

✓ Dans la toiture :

Pour : $Z_5 = 12,25$ m

$$I_v(Z_5) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Z_5}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12,25}{0,05}\right)} = 0,181$$

Tableau II. 2: Les résultats de l'intensité de la turbulence

Zone	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_5
$I_v(z)$	0,27	0,22	0,19	0,188	0,181

I I.4.5. Coefficient d'exposition $C_e(z)$:

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

✓ Dans la paroi verticale :

Pour : $Z_1 = 1,53$ m

$$C_e(Z_1) = 1^2 \times 0,7^2 \times [1 + 7 \times (0,27)] = 1,42$$

Pour : $Z_2 = 4,59$ m

$$C_e(Z_2) = 1^2 \times 0,86^2 \times [1 + 7 \times (0,22)] = 1,88$$

Pour : $Z_3 = 7,65$ m

$$C_e(Z_3) = 1^2 \times 0,95^2 \times [1 + 7 \times (0,19)] = 2,10$$

Pour : $Z_4 = 10$ m

$$C_e(Z_4) = 1^2 \times 1,006^2 \times [1 + 7 \times (0,188)] = 2,34$$

✓ Dans la toiture :

Pour : $Z_5 = 12,25$ m

$$C_e(Z_5) = 1^2 \times 1,045^2 \times [1 + 7 \times (0,181)] = 2,48$$

Tableau II. 3 : Les résultats de coefficient d'exposition

Zone	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Z ₅
Ce(z)	1,41	1,88	2,10	2,34	2,48

II.4.5. la pression dynamique Q_{dyn} :

La structure est permanent (la durée d'utilisation est supérieur à 5ans) .donc on utilise la formule sur suivant :

$$Q_d(z) = Q_{réf} \times C_e(z) \quad (\text{KN/m}^2) \quad (\text{RNV2013 p50})$$

Tel que : **Q_{réf}** est la pression dynamique de référence donnée par le tableau sur (RNV2013 p50 Tbl 2.2) en fonction de la zone de vent :

Zone	q _{réf} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II. 4: Les résultats de la pression dynamique dans chaque zone

Zone	Q _{réf} (KN/m ²)	Ce(z)	Q _{dyn} (KN/m ²)
Z ₁	0,375	1,41	0,53
Z ₂	0,375	1,88	0,70
Z ₃	0,375	2,10	0,79
Z ₄	0,375	2,34	0,88
Z ₅	0,375	2,48	0,93

II.4.6. Coefficient de pression extérieure (C_{pe}) :

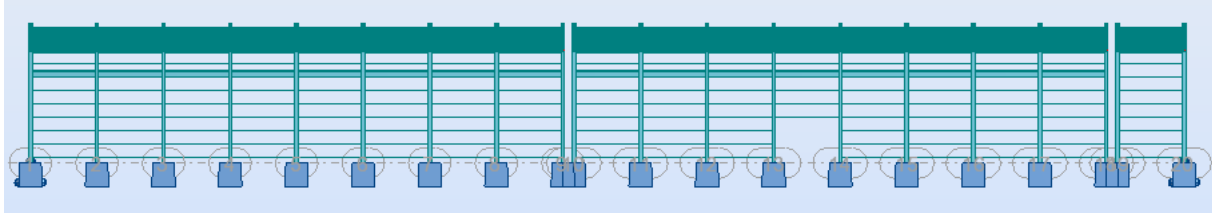
La détermination du coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans Chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : (RNV2013 p80)

- C_{pe} = C_{pe10} S ≤ 1m²
- C_{pe} = C_{pe10} + (C_{pe10} - C_{pe1}) log₁₀(s) 1m² < S < 10m²

$$\text{➤ } C_{pe} = C_{pe10}$$

$$S \geq 10\text{m}^2$$

A) Vent perpendiculaire au long pan (V_1) :

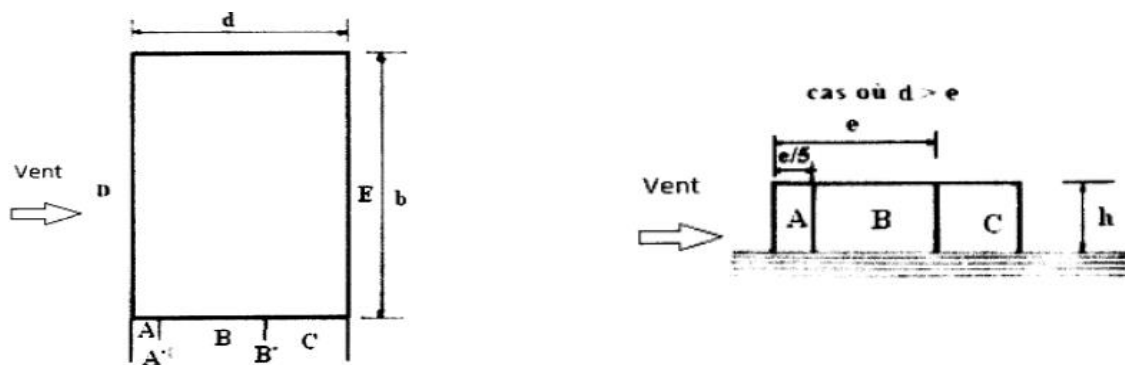


FigureII. 2: Vue sur le pignon

✓ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 102 \text{ m}$
- $d = 30 \text{ m}$ $\rightarrow e = \min(b, 2h) = \min(102, 20) \rightarrow e = 20$
- $h = 10 \text{ m}$ Et on a : $d = 30 \text{ m} > e = 20 \text{ m}$.

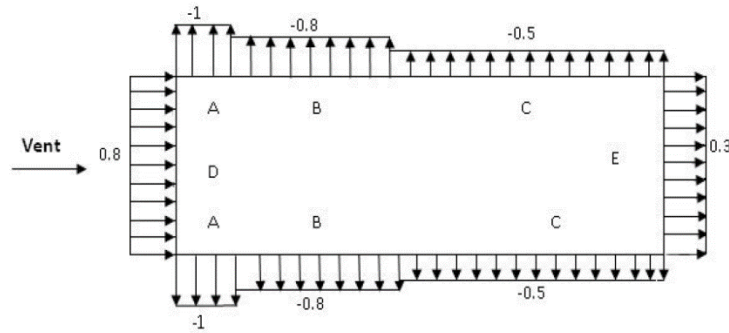


FigureII. 3: Légende pour les parois verticales (vent sur long pan)

- $S_A = 40\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2 \rightarrow C_{peA} = C_{pe10} \rightarrow C_{peA} = -1,0$
- $S_B = 160 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peB} = C_{pe10} \rightarrow C_{peB} = -0,8$
- $S_C = 100 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peB} = C_{pe10} \rightarrow C_{peC} = -0,5$
- $S_D = 3060 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peD} = C_{pe10} \rightarrow C_{peD} = +0,8$
- $S_E = 3060 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peE} = C_{pe10} \rightarrow C_{peE} = -0,3$

Tableau II. 5: Représentations des C_{pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan)

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



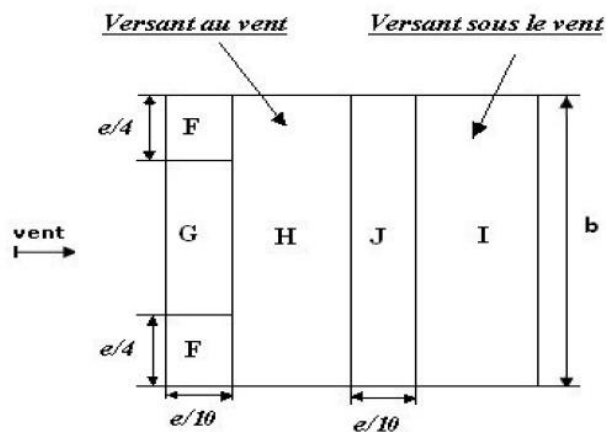
FigureII. 4: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur long pan)

✓ Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 102 \text{ m}$
- $d = 30 \text{ m}$ → $e = \min (b, 2h) = \min (102, 24,5) \rightarrow e = 24,5 \text{ m}$
- $h = 12,25 \text{ m}$

Donc on utilise la légende sur (R.N.V2013 p86) :



FigureII. 5: Légende pour la toiture (vent sur long pan)

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha=8,5^\circ$, donc on doit faire une interpolation entre la valeur Cpe10 de (5° et 15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

- $S_F = 15 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = (-1,42)/(+0,7)$
- $S_G = 219,8 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = (-1,06)/(+0,7)$
- $S_H = 1280,1 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = (-0,5)/(+0,7)$
- $S_J = 249,9 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peJ} = C_{pe10} \rightarrow C_{peJ} = (-0,22)/(-0,39)$
- $S_I = 1280,1 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = (-0,53)/(-0,39)$

Tableau II. 6: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan)

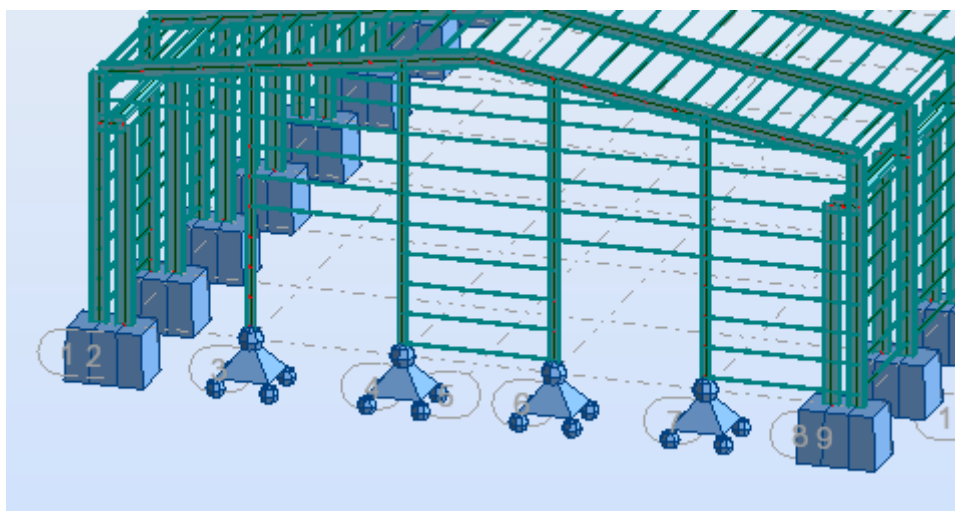
Zone	F	G	H	J	I
Cpe	-1,42	-1,06	-0,5	-0,22	-0,53

Dépression

Tableau II. 7: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan)

Zone	F	G	H	J	I
Cpe	+0,7	+0,7	+0,7	-0,39	-0,39

Suppression

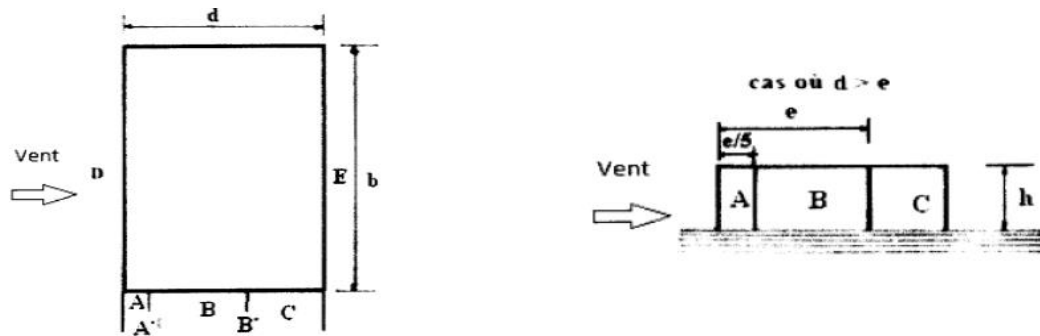
B).Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

FigureII. 6: Vue sur le pignon

✓ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 30 \text{ m}$
 - $d = 102 \text{ m}$
 - $h = 10 \text{ m}$
- $\rightarrow e = \min (b.2h) = \min (30.20) \rightarrow e = 20$
 Et on a : $d = 102 \text{ m} > e = 20 \text{ m}$.

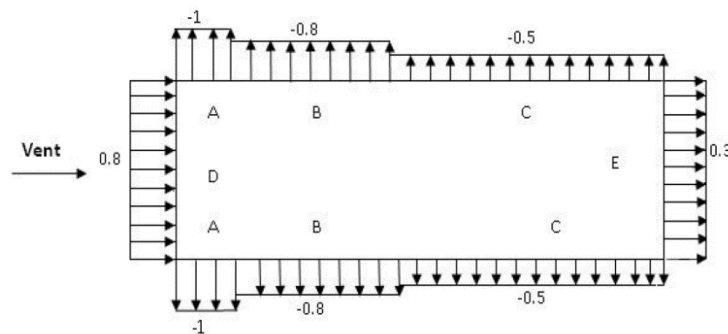


FigureII. 7: Légende pour les parois verticales (vent sur le pignon)

- $S_A = 40\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2 \rightarrow C_{peA} = C_{pe10} \rightarrow C_{peA} = -1,0$
- $S_B = 160\text{ m}^2 \geq 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{peB} = C_{pe10} \rightarrow C_{peB} = -0,8$
- $S_C = 810\text{ m}^2 \geq 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{peB} = C_{pe10} \rightarrow C_{peC} = -0,5$
- $S_D = 3060\text{ m}^2 \geq 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{peD} = C_{pe10} \rightarrow C_{peD} = +0,8$
- $S_E = 3060\text{ m}^2 \geq 10\text{ m}^2 \rightarrow C_{peE} = C_{pe10} \rightarrow C_{peE} = -0,3$

Tableau II. 8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur pignon)

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3



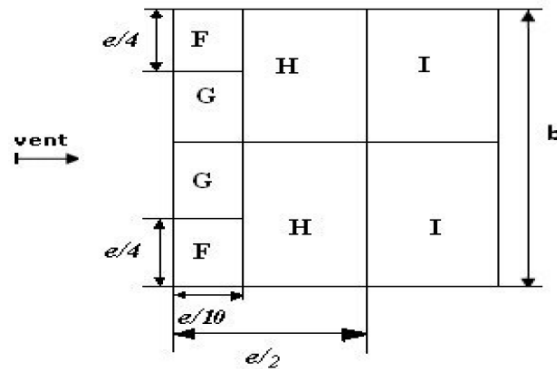
FigureII. 8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent le pignon)

✓ Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 30\text{m}$
- $d = 102\text{ m} \rightarrow e = \min (b.2h) = \min (102 .24,5) \rightarrow e = 24,5$
- $h = 12.25\text{m}$

Donc on utilise la légende sur (RNV2013 p86) :



FigureII. 9: Légende pour la toiture (vent le pignon)

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 8,5^\circ$, donc on doit faire une interpolation entre la valeur C_{pe10} de (5° et 15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

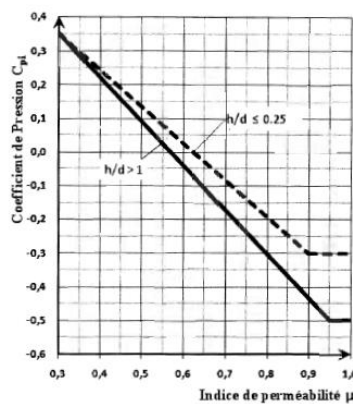
- $S_F = 15 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = -1,5$
- $S_G = 21,74 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = -1,3$
- $S_H = 147 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = -0,67$
- $S_I = 1346,25 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = -0,56$

Tableau II. 9: Représentations des C_{pe} pour la toiture (Vent sur pignon)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,5	-1,3	-0,67	-0,56

II.4.7. Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi} :

On détermine la valeur de C_{pi} sur le (D.T.R.2013 p 97) sur le graphe suivant :



FigureII. 10: Les valeurs de C_{pi}

On a :

Sur le pignon :

- Deux portes de (4×5) m.
- Une porte de (2×3) m. + six fenêtres de (1,5×1) m Sur la mezzanine.

Sur le long pan :

- Deux porte de (6×3) m.
- 8 fenêtres de (1,5× 1) m.

A).Vent perpendiculaire au long pan (v1) :

$$S_{\text{total}} = 102 \times 10 = 1020 \text{ m}^2 \rightarrow 100\%$$

$$S_{\text{souverture}} = 2 \times (3 \times 6) + 8 \times (1,5 \times 1) = 48 \text{ m}^2 \rightarrow 4,7\% < 30\% (\S 5.2.1.3)$$

$$\text{Donc : } \frac{48}{2 \times (4 \times 5) + (2 \times 3) + 6 \times (1,5 \times 1) + 48} = 0,46 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{2 \times (4 \times 5) + (2 \times 3) + 6 \times (1,5 \times 1) + 48}{2 \times (4 \times 5) + (2 \times 3) + 6 \times (1,5 \times 1) + 48 \times 2} = 0,68 \text{ et le } h/d = 10/30 = 0,3 \text{ m}$$

On doit faire une interpolation sur la ligne de $h/d > 1$.

$$\text{Donc : } C_{pi} = -0,14$$

B).Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

$$S_{\text{totale}} = (30 \times 10) + (30 \times 2.25) = 367,5 \text{ m}^2 \rightarrow 100\%$$

$$\text{Souverture} = 2 \times (4 \times 5) = 40 \text{ m}^2 \rightarrow 10,7\% < 30\% (\S 5.2.1.3)$$

$$\text{Donc : } \frac{40}{40 + 48 \times 2} = 0,29 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{40 + 48 \times 2}{2 \times (4 \times 5) + (2 \times 3) + 6 \times (1,5 \times 1) + 48 \times 2} = 0,90$$

$$h/d = 12,25/102 = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } C_{pi} = -0,30$$

II.4.8.Détermination de la pression du vent Q_j :

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

$$Q_j = C_d \times Q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}].$$

A). Vent perpendiculaire au long pan :➤ Pour : $Z_1 = 1,53 \text{ m}$ **Tableau II. 10: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_1 (Vent sur long pan)**

Zone	$Q_{\text{dyn}} (\text{kn/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (\text{kn/m}^2)$
A	0,53	-1,0	-0,14	-0,86	-0,45
B	0,53	-0,8	-0,14	-0,66	-0,35
C	0,53	-0,5	-0,14	-0,36	-0,19
D	0,53	+0,8	-0,14	+0,94	+0,50
E	0,53	-0,3	-0,14	-0,16	-0,08

➤ Pour : $Z_2 = 4,59 \text{ m}$ **Tableau II. 11: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_2 (Vent sur long pan)**

Zone	$Q_{\text{dyn}} (\text{kn/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (\text{kn/m}^2)$
A	0,70	-1,0	-0,14	-0,86	-0,60
B	0,70	-0,8	-0,14	-0,66	-0,46
C	0,70	-0,5	-0,14	-0,36	-0,25
D	0,70	+0,8	-0,14	+0,94	+0,66
E	0,70	-0,3	-0,14	-0,16	-0,11

➤ Pour : $Z_3 = 7,65 \text{ m}$ **Tableau II. 12: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_3 (Vent sur long pan)**

Zone	$Q_{\text{dyn}} (\text{kn/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (\text{kn/m}^2)$
A	0,79	-1,0	-0,14	-0,86	-0,68
B	0,79	-0,8	-0,14	-0,66	-0,52
C	0,79	-0,5	-0,14	-0,36	-0,28
D	0,79	+0,8	-0,14	+0,94	+0,74
E	0,79	-0,3	-0,14	-0,16	-0,13

➤ Pour : $Z_4 = 10 \text{ m}$ **Tableau II. 13: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_4 (Vent sur long pan)**

Zone	$Q_{\text{dyn}} (\text{kn/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (\text{kn/m}^2)$
A	0,88	-1,0	-0,14	-0,86	-0,76
B	0,88	-0,8	-0,14	-0,66	-0,58
C	0,88	-0,5	-0,14	-0,36	-0,32
D	0,88	+0,8	-0,14	+0,94	+0,82
E	0,88	-0,3	-0,14	-0,16	-0,14

➤ Pour : $Z_5 = 12,25$ (toiture)

Tableau II. 14: La pression du vent sur la toiture pour Z_5 (Vent sur long pan) (Dépression)

Zone	$Q_{dyn}(kn/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (kn/m^2)$
F	0,93	-1,42	-0,14	-1,28	-1,19
G	0,93	-1,06	-0,14	-0,92	-0,85
H	0,93	-0,5	-0,14	-0,36	-0,33
J	0,93	-0,22	-0,14	-0,08	-0,07
I	0,93	-0,53	-0,14	-0,39	-0,36

Tableau II. 15: La pression du vent sur la toiture pour Z_5 (Vent sur long pan) (Suppression)

Zone	$Q_{dyn} (kn/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (kn/m^2)$
F	0,93	+0,7	-0,14	+0,86	+0,78
G	0,93	+0,7	-0,14	+0,86	+0,78
H	0,93	+0,7	-0,14	+0,86	+0,78
J	0,93	-0,39	-0,14	-0,25	-0,23
I	0,93	-0,39	-0,14	-0,25	-0,23

B).Vent perpendiculaire au pignon :

➤ Pour : $Z_1 = 1,53$ m

Tableau II. 16: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_1 (Vent sur le pignon)

Zone	$Q_{dyn} (kn/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (kn/m^2)$
A	0,53	-1,00	-0,30	-0,70	-0,37
B	0,53	-0,80	-0,30	-0,50	-0,26
C	0,53	-0,50	-0,30	-0,20	-0,11
D	0,53	+0,80	-0,30	+1,10	+0,58
E	0,53	-0,30	-0,30	+0,00	+0,0

➤ Pour : $Z_2 = 4,59$ m

Tableau II. 17: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_2 (Vent sur le pignon)

Zone	$Q_{dyn} (kn/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$Q_j (kn/m^2)$
A	0,70	-1,0	-0,30	-0,70	-0,49
B	0,70	-0,8	-0,30	-0,50	-0,35
C	0,70	-0,5	-0,30	-0,20	-0,14
D	0,70	+0,8	-0,30	+1,10	+0,77
E	0,70	-0,3	-0,30	+0,00	+0,00

➤ Pour : $Z_3 = 7,65 \text{ m}$

Tableau II. 18: La pression du vent sur les parois verticales pour Z3 (Vent sur le pignon)

Zone	Q_{dyn} (kn/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	Q_j (kn/m ²)
A	0,79	-1,0	-0,30	-0,70	-0,55
B	0,79	-0,8	-0,30	-0,50	-0,39
C	0,79	-0,5	-0,30	-0,20	-0,16
D	0,79	+0,8	-0,30	+1,10	+0,87
E	0,79	-0,30	-0,30	+0,00	+0,00

➤ Pour : $Z_4 = 10 \text{ m}$

Tableau II. 19: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur le pignon)

Zone	Q_{dyn} (kn/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	Q_j (kn/m ²)
A	0,88	-1,0	-0,30	-0,70	-0,61
B	0,88	-0,8	-0,30	-0,50	-0,44
C	0,88	-0,5	-0,30	-0,20	-0,18
D	0,88	+0,8	-0,30	+1,10	+0,97
E	0,88	-0,30	-0,30	+0,00	+0,13

➤ Pour $Z_5 = 12,25 \text{ m}$ (toiture)

Tableau II. 20: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur le pignon)

Zone	Q_{dyn} (kn/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	Q_j (kn/m ²)d
F	0,93	-1,5	-0,30	-1,20	-1,12
G	0,93	-1,3	-0,30	-1,00	-0,93
H	0,93	-0,67	-0,30	-0,37	-0,34
I	0,93	-0,56	-0,30	-0,26	-0,24

II.5. Conclusion :

On a vu dans ce chapitre qui nous a permis d'obtenir les efforts climatiques (neige et vent), tous ces efforts nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III-1 Introduction :

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dûes au vent et à assurer la stabilité d'ensemble de la structure, donc ils sont des éléments porteurs secondaires faisant partie de l'enveloppe des halles et des bâtiments. Leur fonction principale est de transmettre les actions agissant sur la toiture et sur les façades aux éléments porteurs principaux.

Les éléments secondaires sont :

- Des lisses de bardage
- Des potelets de pignon
- Des pannes

Pour le calcul de ces éléments on procédera de la façon suivante:

- Repérage des diverses actions possibles appliquées sur les éléments considérés et calculs des combinaisons d'action la plus défavorable.
- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.
- Calcul des sollicitations correspondantes (effort normaux et tranchant, moments de flexion simple ou déviée).
- Vérification des résistances des éléments (calcul contraintes) et de la stabilité de forme (déformation, flèches, déplacements).

III.2 Les pannes :

Ce sont des profilés en I disposés sur la toiture parallèlement à la génératrice destinés à reprendre le poids de la couverture ainsi que les actions climatiques (vent, sable, neige).

Les pannes transmettent ces actions aux éléments structuraux qui les transmettent à leur tour aux fondations.

III .2.1 Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 6$ m. on a faux portique
- La portée entre axe des pannes $d = 1,2$ m (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 13 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- D'angle $\alpha = 8,5^\circ$.

- Les pannes sont en acier S275 (E 28).
- $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

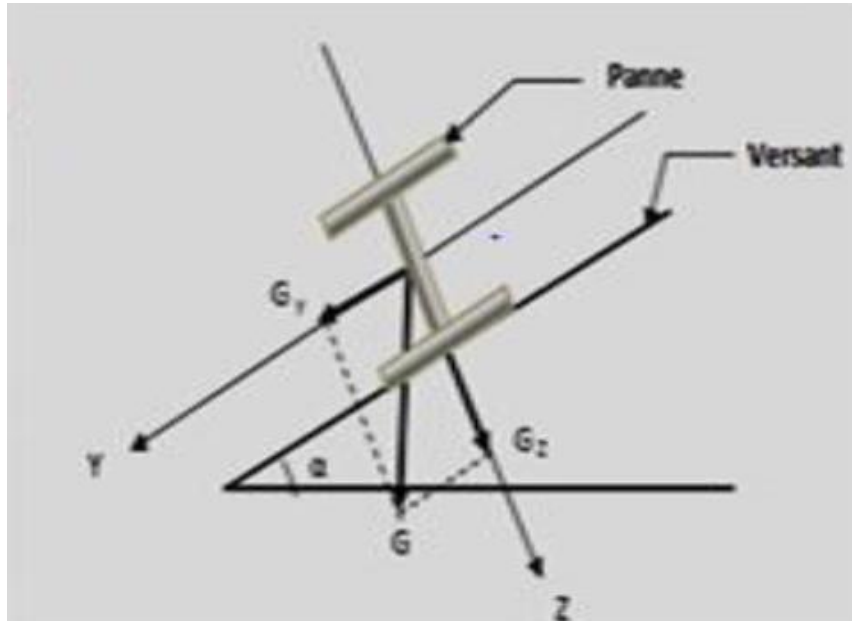


Figure III. 1: Disposition des pannes et la projection des forces.

III.2.2 Détermination de la section de la panne :

A. Les charges variables :

➤ Le vent :

$$W_s = Q_j \times d = -1,12 \times 1,2 = -1,344 \text{ KN/m.}$$

$$W_s = -1,33 \text{ KN/m.}$$

➤ La neige :

$$S_n = S \times d = 0,227 \times 1,2 = 0,2724 \text{ KN/m.}$$

$$S_n = 0,2724 \text{ KN/m.}$$

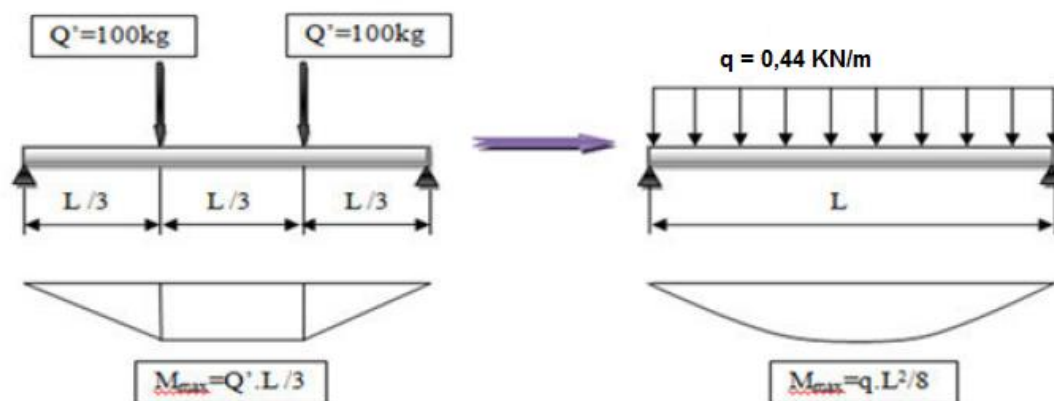


Figure III. 2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

$$P = \frac{8 \times p'}{3 \times L} = \frac{8 \times 10}{3 \times 6} = 0,44 \text{ KN/m.}$$

$$P = 0,44 \text{ KN}$$

B. Les charges permanentes :

Poids de Panneaux sandwich+ Poids de l'accessoire

$$G = 0,17 \text{ kN/m}^2.$$

$$G = G \times d = (0,17 \times 1,2) = 0,204 \text{ KN/m.}$$

$$G = 0,204 \text{ KN/m.}$$

C. Combinaison des charges :(ELS)

$$Q = \Sigma G_{ki} + Q_k.$$

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,07
$G \sin \alpha + Q \sin \alpha$	0,095
$G \sin \alpha + 0,9.(S_n + Q) \sin \alpha$	0,12
La plus défavorable	$Q_{sy} = 0,12$

Tableau III. 2: Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

La combinaison suivant ZZ'	Résultat (KN/m)
$G \cos \alpha + W_s$	-1,14
$G \cos \alpha + S_n \cos \alpha$	0,47
$G \cos \alpha + Q \cos \alpha$	0,64
$G \cos \alpha + [(S_n + Q) \cos \alpha + W_s]$	-0,37
La plus défavorable	$Q_{sz} = -1,14$

On a une poutre posé sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

Et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{L}{200}$ et $f_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y}$; $I_y = \frac{1000q_z L^3}{384E}$

➤ **Sur long pan :**

$$f_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 1,14 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 3053571,43 \text{ mm}^4$$

$$I_z \geq 305,36 \text{ cm}^4$$

On prend un **IPE 140**

Donc le profilé qui correspond est IPE140 de caractéristiques suivantes :

Tableau III. 3: Caractéristique et dimension d'IPE140

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
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	44,9	1,65	19,2

III.2.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

A. Les charges variables :

- Le vent : $W_s = -1,344 \text{ KN/m.}$
- La neige : $S_n = 0,2724 \text{ KN/m.}$
- La charge d'exploitation : $P_n = 0,44 \text{ KN/m.}$

B. Les charges permanentes :

- poids propre de l'IPE140 $G_3 = 0,129 \text{ KN/m.}$

$$G = G \times d + G_3 = 0,17 \times 1,2 + 0,129 = 0,333 \text{ KN/m}$$

$$G = 0,333 \text{ KN/m.}$$

C. Combinaison des charges:

➤ à l'ELU :

- $q_u = \Sigma 1,35.G + 1,5.Q$
- $q_u = \Sigma 1,35.G + 0,9 \Sigma 1,5.Q$

Tableau III. 4: Les combinaisons des charges YY'(ELU).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$1,35.G\sin\alpha + 1,5 \cdot S_n \sin\alpha$	0,77
$1,35.G\sin\alpha + 1,5 \cdot Q \sin\alpha$	0,16
$1,35.G\sin\alpha + 0,9 \cdot 1,5 \cdot (S_n + Q)\sin\alpha$	0,21
La plus défavorable	$Q_{uy} = 0,21$

Tableau III. 5: Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cos\alpha + 1,5.WS$	-1,69
$1,35.G\cos\alpha + 1,5 \cdot S_n \cos\alpha$	0,84
$1,35.G\cos\alpha + 1,5 \cdot Q \cos\alpha$	1,09
$G \cos\alpha + 0,9[1,5 (S_n + Q)\cos\alpha + 1,5WS]$	-0,53
La plus défavorable	$Q_{uz} = -1,69$

➤ à l'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = \Sigma G + Q \\ q_s = \Sigma G + 0,9 \Sigma Q \end{array} \right.$$

Tableau III. 6: Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G\sin\alpha + S_n \sin\alpha$	0,089
$G\sin\alpha + Q \sin\alpha$	0,11
$G\sin\alpha + 0,9 \cdot (S_n + Q)\sin\alpha$	0,14
La plus défavorable	$Q_{sy} = 0,14$

Tableau III. 7: Les combinaisons des charges ZZ'

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G\cos\alpha + W_s$	-1,01
$G\cos\alpha + S_n \cos\alpha$	0,6
$G\cos\alpha + Q \cos\alpha$	0,76
$G\cos\alpha + 0,9[(S_n + Q)\cos\alpha + W_s]$	0,25
<i>La plus défavorable</i>	$Q_{sz} = -1,01$

III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS) (ELS).

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 3\text{cm}$

La flèche est : $F_z = \frac{5q_z l^4}{384EI}$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,01 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 210 \times 541,2} = 14,994\text{mm} = 1,5\text{cm}$$

$$f_z = 1,5 < f_{ad} = 3\text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,14 \times 6000^4}{384 \times 210 \times 44,9 \times 10^4} = 25\text{ mm} = 2,5\text{ cm}$$

$$f_y = 2,5 < f_{ad} = 3\text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1,5)^2 + (2,5)^2} = 2,91\text{cm}$$

$$f = 2,91\text{cm} < f_{ad} = 3\text{cm}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,69 \times 6^2}{8} = 7,605\text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 7,605\text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,21 \times 6^2}{8} = 0,945\text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 0,945\text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

➤ **Déterminer la classe du profilé :**

$$A_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \leq 72\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

✓ **Donc l'âme est de classe 1**

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r}{2t_f} = \frac{54,3}{13,8} = 3,39 \leq 10\epsilon$$

✓ **Donc semelle est de classe 1**

Alors la section est de classe 1 " $\gamma_{M0} = 1,1$ "

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe yy' est :**

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{ply} \times 275}{1,1} = 22,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y,rd} = 22,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe zz' est :**

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{plz} \times 275}{1,1} = 4,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z,rd} = 4,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc} : \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl.y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl.z,rd}} \right]^\beta \leq 1 = \left[\frac{7,605}{22,075} \right]^2 + \left[\frac{0,945}{4,8} \right]^1 = 0,32 \leq 1$$

✓ **La condition est vérifiée**

III.2.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec : } V_{sd} = \frac{q_l}{2}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{1,69 \times 6}{2} = 5,07 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 5,07 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{0,4 \times 6}{2} = 0,63 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 0,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 5,07 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

- $A_v = 1623,03 \text{ mm}^2$

- **Donc : $V_{pl,rd} = 234,26 \text{ KN}$**

$$V_{sd,max} = 5,07 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 234,26 \text{ KN}$$

✓ La condition est vérifiée

III .2.7. Vérification de la panne au déversement :

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \dots (\text{EC 3 pt1-1 pg 5-17})$$

Avec : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{m0} = 1,1$ (pour profilée de classe 1).

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

X_{LT} : coefficient de réduction pour déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{cr} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ (pour les profilée lamines) : coefficient d'imperfection de déversement

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$$

λ_{LT} : L'élancement réduit

Avec : $\lambda_1 = 86,39$

$$\lambda_{LT} = \frac{l / i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,98 \text{ et } \varepsilon = [235/275]^{0,5} = 0,92$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{\frac{6000}{16,5}}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{6000}{16,5}}{\frac{140}{6,9}} \right]^2 \right]^{0,25}} = 168,17$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{168,17}{86,39} \right) \cdot \sqrt{1} = 1,95 \geq 0,4 \text{ donc il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,95 - 0,2) + 1,95^2] = 2,585$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,585 + \sqrt{(2,585^2 - 1,95^2)}} = 0,23 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,23 \times 1 \times 88,33 \times 10^{-3} \times 0,275}{1,1} \times 10^{-3} = 5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 4,8 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 5,08 \text{ KN.m}$$

✓ La condition est vérifiée

III.3 Les lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés disposés horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les potelets intermédiaires, Elles sont destinées à la fixation du bardage et au support de la maçonnerie.

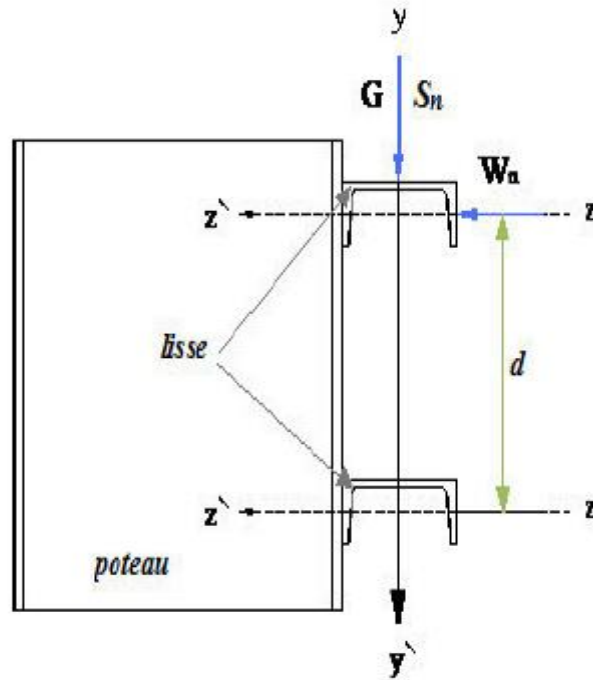


Figure III. 3: Disposition de la lisse de bardage

III.3.1 Dimensionnement des lisses :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- $L = 6$ m sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy' .
- $L = 6$ m sur le pignon, et avec des potelets à mi portée selon l'axe yy' .
- La portée entre axe des lisses $d = 1,2$ m (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 08 lignes de lisses sur chaque paroi .Les lisses sont en acier S275 (E28).

III.3.2 Détermination de la section de la lisse :

A. Les charges variables :

Le vent :

➤ Sur le long pan :

$$W_L = Q_j \times d = 0,82 \times 1,2 = 0,984 \text{ KN/m}$$

$$W_L = 0,984 \text{ KN/m}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$W_p = 0,97 \times 1,2 = 1,164 \text{ KN/m}$$

$$W_p = 1,164 \text{ KN/m}$$

B. Les chargers permanent :

- le poids de LL35 + le poids d'accessoire :

$$G_1 = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } G = G_1 \times d = 0,14 \times 1,2 = 0,168 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 0,168 \text{ KN/m}$$

C. combinaison des charges ELS :

On prend les combinaisons les plus défavorables:

- yy' :

$$G = 0,168 \text{ KN/m}$$

- zz' : sur long pan

$$W_L = 0,984 \text{ KN/m}$$

sur pignon

$$W_p = 1,164 \text{ KN/m}$$

On a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la

$$\text{flèche est : } f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

$$\text{Et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{L}{200} \text{ et } f_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} ; I_y = \frac{1000q_z L^3}{384E}$$

➤ **sur long pan :**

$$f_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0,168 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 450000 \text{ mm}^4$$

$$I_z \geq 45 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 0,984 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 0,263.10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y \geq 263 \text{ cm}^4$$

➤ **sur le pignon :**

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,164 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 0,311.10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y \geq 311 \text{ cm}^4$$

Donc on va choisir l'UPN 140

Tableau III. 8: Caractéristiques et dimensions d'UPN140

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
140	60	7	10	10	98	16,4
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)
2040	605	5,45	103	62,7	1,75	28,3

III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :

A. Les charges variables :

- Sur le long pan: $W_L = -0,984 \text{ KN/m}$
- Sur le pignon: $W_P = 1,164 \text{ KN/m}$

B. Les charges permanentes :

- Le poids propre d'UPN140 : $G_3 = 0,16 \text{ KN/m}$

Donc : $G = G \times d + G_3 = 0,168 + 0,16 = 0,328 \text{ KN/m}$ $G = 0,328 \text{ KN/m}$

C. Combinaison des charges :

➤ A l'ELU :

$$\Sigma 1,35G + 1,5Q$$

- Suivant yy' : $1,35G = 1,35 \times 0,328 = 0,4428 \text{ KN/m}$ $Q_{jy} = 0,4428 \text{ KN/m}$
- Suivant zz' :
 Sur long pan : $1,5W_L = 1,5 \times 0,984 = 1,476 \text{ KN/m}$ $Q_{LZ} = 1,476 \text{ KN/m}$
 Sur pignon : $1,5W_P = 1,5 \times 1,164 = 1,746 \text{ KN/m}$ $Q_{pZ} = 1,746 \text{ KN/m}$

➤ A l'ELS :

$$\Sigma G + Q$$

- Suivant yy' : $G = 0,328 \text{ KN/m}$ $Q_{jy} = 0,328 \text{ KN/m}$
- Suivant zz' :
 Sur long pan : $W_L = 0,984 \text{ KN/m}$ $Q_{LZ} = 0,984 \text{ KN/m}$
 Sur pignon : $W_P = 1,164 \text{ KN/m}$ $Q_{pZ} = 1,164 \text{ KN/m}$

III.3.4 Vérification de la flèche (ELS) :

Les lisses de bardage sont soumises en plus de leur poids propre, à l'action du vent. Elles doivent être vérifiées à l'effort tranchant ainsi qu'au moment fléchissant à l'ELU et à la flèche max à l'ELS, Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$f \leq f_{ad} = L/200$$

La flèche :
$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

➤ **sur long pan : L = 6 m**

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,984 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 605 \times 10^4} = 13 \text{ mm} \quad f_z = 1,3 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,3 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,328 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 42 \text{ mm} \quad f_y = 4,2 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,2 \text{ cm} \geq f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

✓ **Donc la condition n'est pas vérifiée.**

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,328 \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 1,077 \text{ mm} \quad f_y = 0,1077 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,1077 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2,5 \text{ cm}$$

✓ **Donc la condition est vérifiée.**

➤ **Sur le pignon L = 6 :**

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,164 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 605 \times 10^4} = 15,46 \text{ mm} \quad f_z = 1,546 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,546 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,328 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 42 \text{ mm} \quad f_y = 4,2 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,2 \text{ cm} \geq f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

✓ **Donc la condition n'est pas vérifiée.**

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$\bar{f}_y = \frac{2,05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,328 \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 1,077 \text{ mm}$$

$$\mathbf{f}_y = \mathbf{0,1077 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{f}_y = \mathbf{0,1077 \text{ cm}} \leq \mathbf{f_{ad} = 3 \text{ cm}}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

II.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $M_{y.sd}$: moment ultime de flexion autour de l'axe yy'

$M_{z.sd}$: Moment ultime de flexion autour de l'axe zz'

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{sd} = \frac{PL^2}{8}$$

➤ Sur le long pan :

$$M_{y.sd} = \frac{1,476 \times 6^2}{8} = 6,642 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \mathbf{6,642 \text{ KN.m}}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,4428 \times 3^2}{8} = 0,49815 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \mathbf{0,49815 \text{ KN.m}}$$

➤ Sur le pignon :

$$M_{y.sd} = \frac{1,746 \times 6^2}{8} = 7,857 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \mathbf{7,857 \text{ KN.m}}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,4428 \times 3^2}{8} = 0,49815 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \mathbf{6,642 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

➤ Déterminer la classe du profilé :

$$\mathbf{Ame : \frac{d}{tw} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\epsilon}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0,92}$$

✓ **Donc l'âme est de classe 1**

$$\text{Semelle : } \frac{c}{tf} = \frac{b-tw-2r}{2tf} = \frac{60-7-2 \times 10}{2 \times 10} = 1,56 \leq 108$$

✓ **Donc semelle est de classe 1**

Alors la section est de classe 1 " $\gamma_{M0} = 1,1$ "

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe yy' est :**

$$M_{pl.y,rd} = \frac{103 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 25,75 \text{ KN.m} \quad M_{pl.y,rd} = 25,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe zz' est :**

$$M_{pl.z,rd} = \frac{28,3 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 7,075 \text{ KN.m} \quad M_{pl.z,rd} = 7,075 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl.y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl.z,rd}} \right]^\beta \leq 1 = \left[\frac{7,857}{25,75} \right]^2 + \left[\frac{0,4981}{7,075} \right]^1 = 0,16 \leq 1$$

✓ **Donc la condition vérifiée**

III.3.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec : } V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0,4428 \times 3}{2} = 0,6642 \text{ KN} \quad V_{sdy} = 0,6642 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1,476 \times 6}{2} = 4,428 \text{ KN} \quad V_{sdz} = 0,6642 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 4,428 \text{ KN}$$

➤ **sur le pignon :**

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0,4428 \times 3}{2} = 0,6642 \text{ KN} \quad V_{sdy} = 0,6642 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1,746 \times 6}{2} = 5,238 \text{ KN} \quad V_{sdz} = 5,238 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 5,238 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2040 - 2 \times 60 \times 10 + (7 + 2 \times 10) \times 10 = 1110 \text{ mm}^2 \quad A_v = 1110 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,rd} = 1110 \times \frac{275/\sqrt{3}}{1,1} = 160,214 \text{ KN} \quad V_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$V_{sd,max} = 4,428 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition est vérifiée

➤ Sur le pignon :

$$V_{sd,max} = 5,238 \text{ KN} \leq v_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,328 \times 6}{2} = 1,23 \text{ KN}$$

$$R = 1,23 \text{ KN}$$

- Lierne 1 : $T1 = \frac{R}{2} = \frac{1,23}{2} = 0,615 \text{ KN}$
 - Lierne 2 : $T2 = T1 + R = 1,845 \text{ KN}$
 - Lierne 3 : $T3 = T2 + R = 3,075 \text{ KN}$
 - Lierne 4 : $T4 = T3 + R = 4,305 \text{ KN}$
 - Lierne 5 : $T5 = T4 + R = 5,535 \text{ KN}$
 - Lierne 6 : $T6 = T5 + R = 6,765 \text{ KN}$
 - Lierne 7 : $T7 = T6 + R = 7,995 \text{ KN}$
 - Lierne 8 : $2.T8.\cos\alpha = T7 \rightarrow T8 = 10,759 \text{ KN}$
- $\text{Tang}\alpha = \frac{3}{1,2} = 2,5$ donc $\alpha = 68,19^\circ$

Le tronçon le plus sollicité est T8 donc il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{T_{max}}{f_y} = 39,12 \text{ mm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 7,05 \text{ mm}$$

Soit un rond Ø10 mm à adopter pour les liernes des lisses

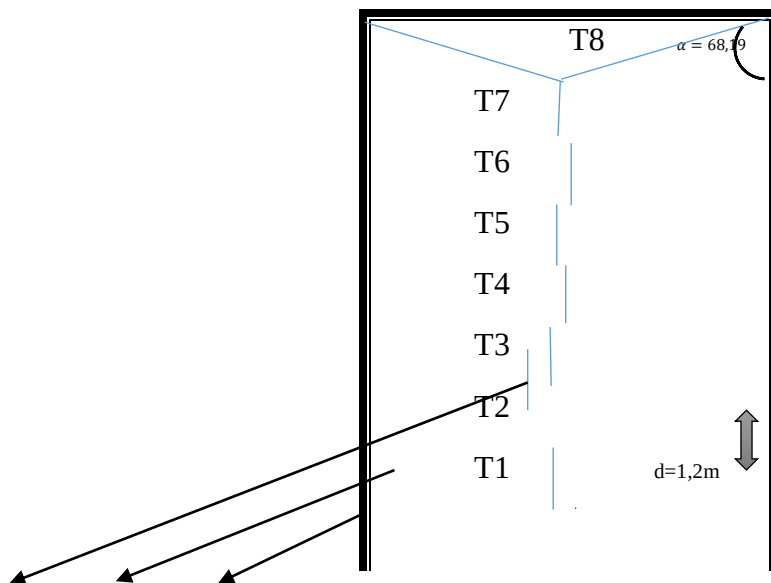


Figure III. 4: Dispositions des liernes

Suspente lisse poteau

III.4. Etude des potelets :

Ce sont des éléments secondaires, souvent des profilés en I ou en H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre le poteau et diminuer la longueur des lisses de bardage.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses de bardage, et celui du potelet lui-même.

III.4.1 Dimensionnement des potelets :

➤ Sur le pignon :

- La longueur des potelets ($\tan \alpha = \frac{l}{12} = 0,14$) et $L = 10 + l = 11,79$ m)
- Chaque pignon possède 4 potelets
- Entre axe des potelets $d = 6$ m.

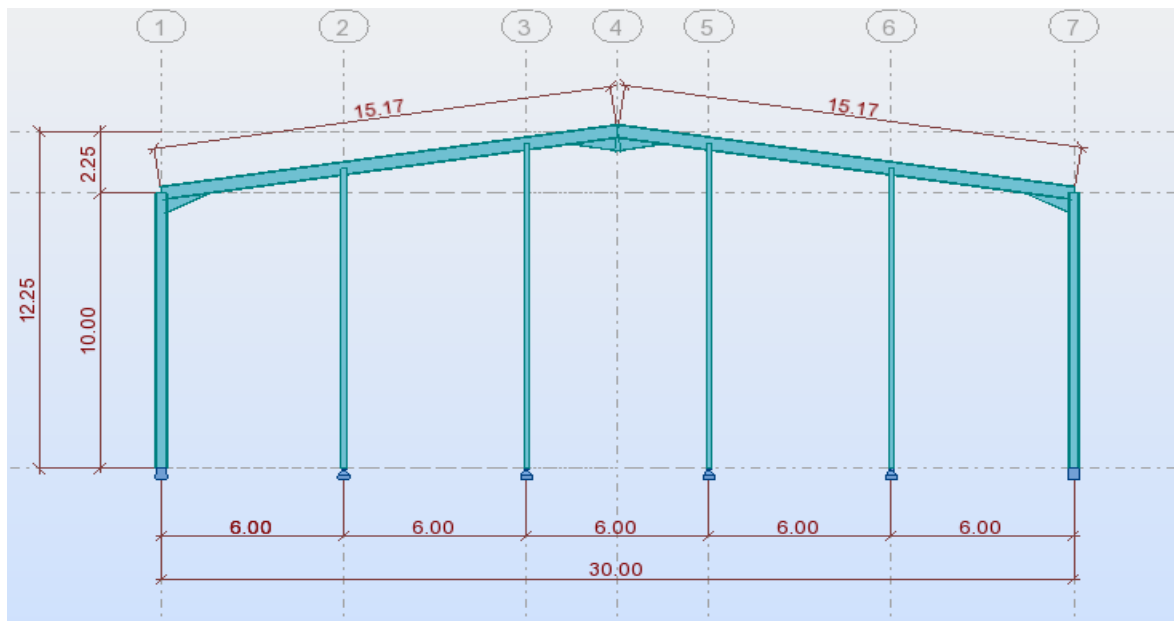


Figure III. 5: Disposition des potelets.

III.4.2 Détermination de la section de potelet :

A. les charges variables :

➤ Le vent : $d = 6$ m

$$W_s = Q_j \times d = 0,97 \times 6 = 5,92 \text{ KN/m}$$

$$W_s = 5,52 \text{ KN/m}$$

B. Combinaison des charges :(ELS)**ZZ' :**

$$W_s = 5,82 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$$

et la flèche admissible :

$$f = \frac{L}{200} \quad \text{et} \quad f_z = \frac{5 q_z l^4}{384 E I_y} ; \quad I_z \geq \frac{1000 q_z l^3}{384 E}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 5,82 \times 10^{-3} \times 11793^3}{384 \times 210} = 118371012,2 \text{ mm}^4$$

$$I_z \geq 11837,10122 \text{ cm}^4$$

On prendre : **IPE360****Tableau III. 9: Les caractéristiques d'IPE360.**

b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P(Kg/m)
170	360	8	12,7	18	298,6	5,71
A(cm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
72,7	16270	15	1019	1043	3,79	191

Les charges permanentes :

- Poids de bardage (type LL35) + Poids de l'accessoire $G = 0.14 \text{ KN/m}^2$
- Poids des lisses (UPN140) $P_{UPN140} = 0.16 \text{ KN/m}$
- Poids de profile (IPE360) $P_{IPE360} = 0.571 \text{ KN/m}$
- Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire :
 $G1 = G \times d \times L = 0,14 \times 6 \times 11,793 = 9,9 \text{ KN}$ $G1 = 9,9 \text{ KN}$
- Poids des lisses (UPN140) :
 $G2 = 0,16 \times 6 \times 8 = 7,68 \text{ KN}$ $G2 = 7,68 \text{ KN}$
- Poids de profile (IPE360) :
 $G3 = 0,571 \times 11,793 = 6,73 \text{ KN}$ $G3 = 6,73 \text{ KN}$
- $GT = G1 + G2 + G3 = 9,9 + 7,68 + 6,73 = 24,31 \text{ KN}$ $GT = 24,31 \text{ KN}$

III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :**A. Les charges variables :**➤ **Le vent :**

$$W_s = 5,82 \text{ KN/m}.$$

B. Les charges permanentes :

$$GT = 24,31 \text{ KN}$$

C. Combinaison des charges:**➤ à l'ELU:**

$$\Sigma 1,35 G + 1,5 Q$$

- suivant yy' : $1,35.G = 1,35 \times 24,31 = 32,82 \text{ KN}$.
- suivant zz' : $1,5.WL = -1,5 \times 5,82 = -8,73 \text{ KN/m}$.

$$Q_{uy} = 32,98 \text{ KN}$$

$$Q_{uz} = -8,73 \text{ KN/m}$$

➤ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

- suivant yy' : $G = 24,31 \text{ KN}$.
- suivant zz' : $W_s = -8,73 \text{ KN/m}$.

$$Q_{sy} = 24,31 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sz} = -8,73 \text{ KN/m}$$

III.4.4 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{sd,z} = \frac{8,73 \times 11,793}{2} = 51,48 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = 51,48 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = \frac{32,82 \times 11,793}{2} = 193,52 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = 193,52 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 193,52 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{\frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r) \times t_f = 7270 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 8) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^4$$

$$V_{pl,rd} = 506,74 \text{ KN}$$

Détermination de la classe de profilé:

- **Ame** : $\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,325 \leq 72\epsilon$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

- **Semelle** : $\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r}{2t_f} = \frac{170-8-2 \times 18}{2 \times 12,7} = 4,96 \leq 10\epsilon$

Donc la semelle est de classe 1.

$$\text{Donc : } \gamma_{mo} = 1,1$$

$$V_{sd,max} = 193,52 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 506,74 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 254,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd,y} = 254,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{8,73 \times 11,793^2}{8} = 151,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 151,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 151,76 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 254,75 \text{ KN.m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.4.6 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot (A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot (\frac{f_y}{\gamma_{mo}})} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot (\frac{f_y}{\gamma_{mo}})} \leq 1$$

$$N_{sd} = Q_{sy} = 32,82 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 151,76 \text{ KN}$$

Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en I laminée IPE 360 : $h = 360 \text{ mm}$, $b = 170 \text{ mm}$, $t_f = 12,7 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{a} = \frac{360}{170} = 2,12 \geq 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 12,7 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tableau III. 10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450 (Ec3 page 171-175).

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha = 0,21$
z-z'	B	$\alpha = 0,34$

$$X_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 y - \lambda^2 y]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda^2] ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\lambda = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_w} ; \quad B_w = 1 \quad (\text{pour les profile de section 1 ou 2}).$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1179,3}{15} = 78,62 \quad \lambda_y = 78,62$$

$$\lambda_1 = 93,98 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,39$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,91 - 0,2) + 0,91^2] = 0,99 \quad \varphi_y = 0,99$$

$$X_y = \frac{1}{0,99 + [0,99^2 - 0,91^2]^{0,5}} = 0,72 \quad X_y = 0,72$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{3,79} = 31,66 \quad \lambda_z = 31,66$$

$$\lambda_1 = 93,98 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,39$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,5 \quad \varphi_z = 0,5$$

$$X_z = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 - 0,36^2]^{0,5}} = 1,18 \quad X_z = 1,18$$

donc : $X_{\min} = 0,72$ et $X_{\max} = 1,18$

$X_{\max} > 0,2$ il y a un risque de flambement.

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec} \quad K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \quad \beta_{My} = 1,3$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\mu_y = 0,91 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -1,146 \quad \mu_y = -1,146$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,146 \times 32,82}{0,72 \times 7270 \times 0,275} = 1,026 \quad K_y = 1,026$$

$$\checkmark \quad \mu_y = -1,146 \leq 0,9$$

$$\checkmark \quad K_y = 1,026 \leq 1,5$$

donc la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot (A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot (\frac{f_y}{\gamma_{m1}})} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot (\frac{f_y}{\gamma_{m1}})} \leq 1$$

$$\frac{32,82}{0,72 \times (72,7 \times \frac{0,275}{1,1})} + \frac{1,026 \times 151,76 \times 10^3}{1019 \times 10^3 \times (\frac{0,275}{1,1})} + 0 = 0,636 \leq 1$$

$\checkmark$ donc la condition est vérifiée

III.5. Conclusion :

Après le dimensionnement et la vérification selon l'eurocode3 (à l'ELU et ELS) de chaque élément secondaire comparativement avec les sollicitations dus aux effets climatiques, les profilés suivant sont considérés satisfaisant :

Les pannes : **IPE140**

Les lisses : **UPN140**

Les potelets : **IPR360**

Chapitre IV : Etude du plancher

Chapitre IV : Etude du plancher

IV.1. Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connectée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborante, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

IV.2. Définition :

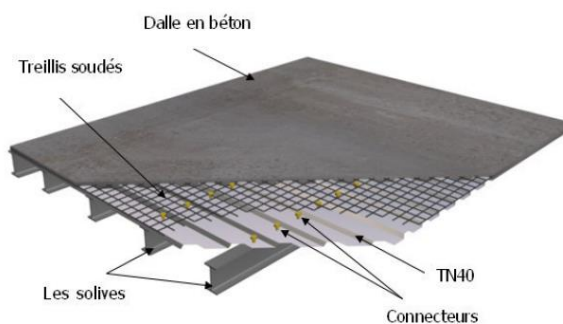


Figure IV. 1: Eléments constructifs du plancher.

Les planchers collaborants sont des éléments structuraux, définis comme mixtes car ils associent deux matériaux de natures et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique, le meilleur parti de cette association. Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression. Des poutres en acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

IV.3. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 5 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est $d = 1\text{m}$.
- la longueur de solives est $l = 6\text{m}$.

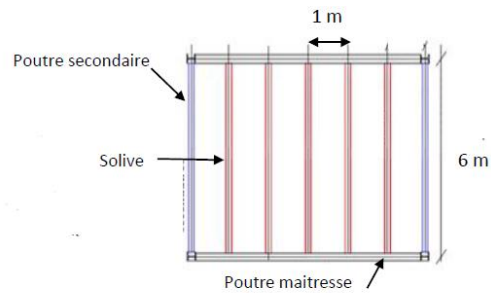


Figure IV. 2: Disposition des solives dans chaque trame.

IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :

➤ L'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement $\tau_e = 0,58 f_y = 159,5 \text{ Mpa}$

➤ le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** d'épaisseur $e = 8\text{cm}$ qui ont Les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique a la compression $f_{c28} = 20 \text{ Mpa.}$
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3.$
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ Mpa.}$
- le coefficient de retrait du béton $\epsilon = 2.10^{-4}.$
- le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{14000} = 15 \quad n = 15.$

IV.5. Plancher Bureaux :

L'épaisseur de plancher courant est : $e = 8 \text{ cm.}$

IV .5.1. Vérification au stade de montage :

On va choisir l'**IPE 220** comme solive dont les caractéristiques sont :

Tableau IV. 1: Caractéristique et dimension d'IPE220

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
220	110	5,9	9,2	12	177,6	33,4	26,2
I _y (cm ⁴)	W _{el.y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el.z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
2772	252	9,11	285	205	37,3	2,48	58,1

IV.5.2. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,08 = 2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire : $G_2 = 15 \text{ daN/m}^2 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids du treillis soude : $G_3 = 1 \text{ daN/m}^2 = 0,01 \text{ KN/m}^2$
- Poids des solives IPE220 : $P = 0,262 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (2 + 0,15 + 0,01) \times 1 + 0,262 = 2,422 \text{ KN/m}$$

b) Les charges variables :

Charge des ouvriers : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}$$

IV.5.3. Combinaison des charges:

➤ l'ELS :

$$\Sigma G + Q = 2,422 + 1 = 3,422 \text{ kN/m} \quad q_s = 3,422 \text{ kN/m}$$

➤ l'ELU :

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 2,422) + (1,5 \times 1) = 5,133 \text{ kN/m} \quad q_u = 5,133 \text{ kN/m}$$

IV.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f_{\max} = \frac{5qsl^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 3,422 \times 6000^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 2772 \times 10^4} = 9,91 \text{ mm} = 0,991 \text{ cm} \leq \frac{600}{250} = 2 \text{ cm} .$$

✓ Donc la flèche est vérifiée.

IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{5,133 \times 6}{2} = 15,399 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = 15,399 \text{ KN}$$

Et :
$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Il faut déterminer la classe du profile pour avoir la valeur de γ_{m0} .

Détermination de la classe du profile :

Ame :
$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \leq 72\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

▪ **Donc l'âme est de classe 1.**

Semelle :
$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{80,1}{18,4} = 4,35 \leq 10\varepsilon.$$

▪ **Donc l'âme est de classe 1.**

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

Et :
$$A_v = A - (2 \times b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 3340 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 24) \times 9,2 = 1149,48 \text{ mm}^2 \quad A_v = 1149,48 \text{ mm}^2$$

A_v : aire de cisaillement.

$$V_{pl,rd} = 1149,48 \times \frac{0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 165,91 \text{ KN} . \quad V_{pl,rd} = 165,91 \text{ KN}$$

$V_{pl,rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = 15,399 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 165,91 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition est vérifiée.**

IV.5.6. Vérification au moment fléchissant : (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,z} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{5,133 \times 6^2}{8} = 30,0985 \text{ KN.m} \quad M_{sd} = 30,0985 \text{ KN.m}$$

M_{sd} : Moment résistant plastique développé par la section

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285000 \times 0,275}{1,1} = 71250 \text{ KN.mm} \quad M_{pl,rd} = 71,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = 30,0985 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd} = 71,25 \text{ KN.m}$$

✓ **Donc la condition est vérifiée.**

IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton)

IV.6.1. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes G :

- Poids de la dalle en béton : $G1 = \rho \times e = 2500 \times 0,08 = 2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle TN40 : $G2 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids de solive IPE 220 : $G3 = 0,262 \text{ KN/m}$
- Poids de revêtement de carrelage + Sable + mortier : $G4 = 1,2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de faux plafond : $G5 = 0,2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de cloison : $G6 = 1 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G4 + G5) d + G3 + G6 \times h$$

$$G = (2 + 0,15 + 1,2 + 0,2) \times 1 + 0,262 + 1 \times 5 = 8,812 \text{ KN/m} \quad G = 8,812 \text{ KN/m}$$

b) Les charges variables Q :

Surcharge d'exploitation : $P = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m} \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

IV.6.2. Combinaisons des charges :

➤ L'ELS :

$$\Sigma G + Q = 8,812 + 2,5 = 11,312 \text{ KN/m} \quad q_s = 11,312 \text{ KN/m}$$

➤ L'ELU :

$$\Sigma \gamma_g G + \gamma_q Q = (1,35 \times 8,812) + (1,5 \times 2,5) = 15,6462 \text{ KN/m} \quad q_u = 15,6462 \text{ KN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_Δ .

IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton :

$$B_{eff} = \min \left(2 \cdot \frac{l}{8} ; b \right) \text{ avec : } l = 6 \text{ m et } b = 1 \text{ m}$$

$$B_{eff} = \min \left(2 \times \frac{6}{8} ; 1 \right) = \min (1,5 ; 1)$$

$$B_{eff} = 1 \text{ m}$$

IV.6.4. La position de l'axe neutre:

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2.s}$$

Avec : $n = 15$; $t = e = 8 \text{ cm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $A = 33,4 \text{ cm}^2$; $B_{eff} = 100 \text{ cm}$.

Et :
$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : $B = b \times t = 100 \times 8 = 800 \text{ cm}^2$

$$S = 33,4 + \frac{800}{15} = 86,73 \text{ cm}^2$$

$$S = 86,73 \text{ cm}^2$$

Alors : $d = \frac{100 \times 8}{15} \times \frac{8+22}{2 \times 86,73} = 9,22 \text{ cm}$

$$d = 9,22 \text{ cm}$$

$$d = 9,22 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ cm}$$

✓ donc la condition est vérifiée.

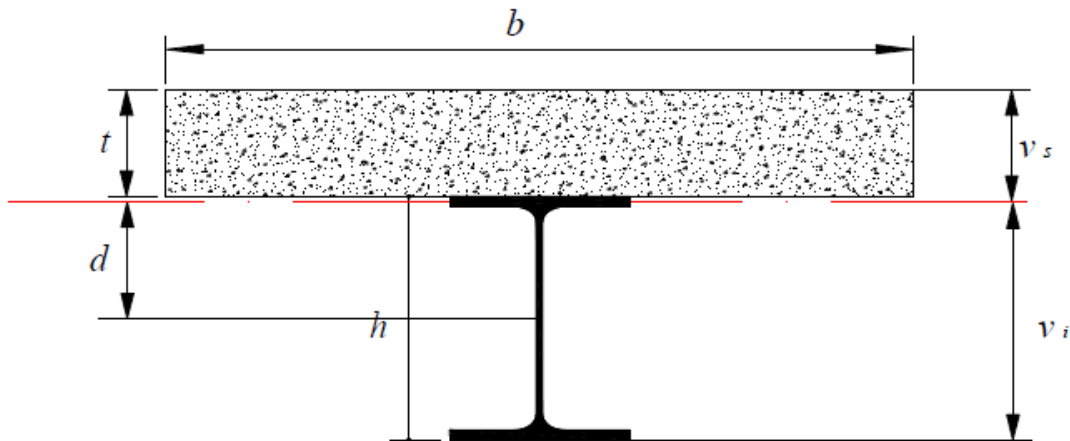


Figure IV. 3: Position de l'axe neutre.

IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A.d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \times \left[\frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

Avec : $I_B = \frac{B_{eff} \times t^3}{12n} = \frac{100 \times 8^3}{12 \times 15} = 284,44 \text{ cm}^4$

$$I_B = 284,44 \text{ cm}^4$$

Et $I_A = I_y = 2772 \text{ cm}^4$

$$I_{\Delta} = 2772 + 33,4 \times 9,22^2 + \frac{284,44}{15} + \frac{100}{15} \times \left[\frac{8+22}{2} - 9,22 \right]^2 = 5852,965893 \text{ cm}^4$$

$$I_{\Delta} = 5852,965893 \text{ cm}^4$$

IV.6.6 Contrainte de flexion simple :

IV.6.6.1. Contrainte dans la poutre d'acier :

➤ Semelle Inferieure : (Traction)

$$\sigma'_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times v_i$$

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 9,22 = \mathbf{20,22 \text{ cm}}$$

$$v_i = \mathbf{20,22 \text{ cm}}$$

➤ Moment fléchissant max :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{15,6462 \times 6^2}{8} = \mathbf{70,4079 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = \mathbf{70,4079 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{ai} = \frac{70,4079 \times 10^3}{5852,965893 \times 10^4} \times 202,2 = \mathbf{0,243 \text{ KN/mm}^2}$$

$$\sigma'_{ai} = \mathbf{-0,243 \text{ KN/mm}^2}$$

➤ Semelle Supérieure : (Compression)

$$\sigma'_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times (v_s - t)$$

$$v_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{22}{2} + (8 - 9,22) = \mathbf{9,78 \text{ cm}}$$

$$v_s = \mathbf{97,8 \text{ mm}}$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{as} = \frac{70,4079 \times 10^3}{5852,965893 \times 10^4} = (97,8 - 80) = 2,14 \times 10^{-2} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma'_{as} = \mathbf{2,14 \times 10^{-2} \text{ KN/mm}^2}$$

IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en beton

➤ Fibre Supérieure : (Compression)

$$\sigma'_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times v_s$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{bs} = \frac{70,4079 \times 10^3}{15 \times 5852,965893 \times 10^4} \times 97,8 = \mathbf{7,84 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2}$$

$$\sigma'_{bs} = \mathbf{7,84 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2}$$

➤ Fibre Inferieure : (Compression)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times (v_s - t)$$

$$\text{Donc } \sigma'_{bi} = \frac{70,4079 \times 10^3}{15 \times 5852,965893 \times 10^4} \times (97,8 - 80) = \mathbf{1,427 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2}$$

$$\sigma'_{bi} = \mathbf{1,427 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2}$$

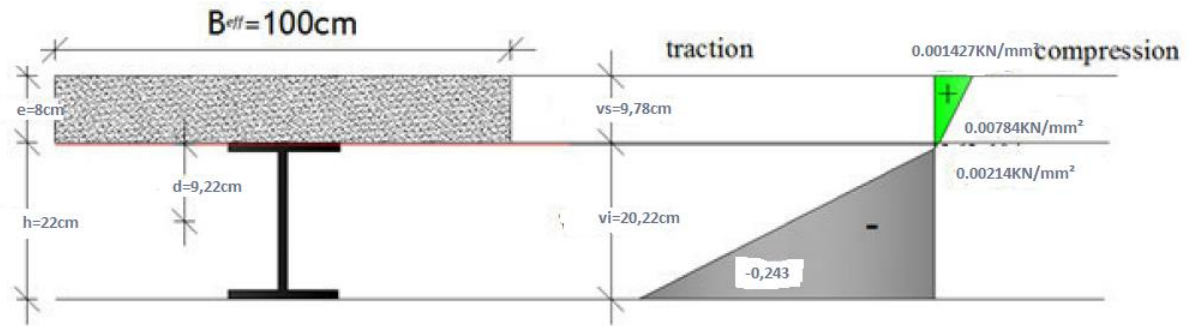


Figure IV. 4: Diagramme des contraintes de flexion simple

IV 6.7. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,6462 \times 6}{2} = 46,9386 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46,9386 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h.t_w} = \frac{46,9386}{220 \times 5,3} = 0,04 \text{ KN/mm}^2$$

$$\tau = 0,04 \text{ KN/mm}^2$$

$$\tau = 0,04 \text{ KN/mm}^2 \leq \tau_e = 0,159 \text{ KN/mm}^2$$

✓ donc la condition est vérifiée.

IV .6.8 Vérification de la flèche :

On vérifie la condition suivante : $f_{\max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 24 \text{ mm}$$

$$\text{Et : } f_{\max} = \frac{5.q_s.l^4}{384 E I \Delta} = \frac{5 \times 15,6462 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 5852,965893 \times 10^4} = 21,48 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 21,48 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 21,48 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm}$$

✓ donc la condition est vérifiée.

IV .6.9.Contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (Gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ϵ_a de la poutre acier.
- Un allongement ϵ_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

On doit calcul :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+8}{2} = 15 \text{ cm} \quad \beta = 150 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{2772}{33,4 \times 15} = 5.53 \text{ cm} \quad \alpha = 55,3 \text{ mm}$$

$$K = \frac{A_c E_a \epsilon \beta A_a}{n I_a A_a + A_c I_a + A_c A_a \beta^2} = \frac{800 \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 15 \times 33,4}{15 \times 2772 \times 33,4 + 800 \times 2772 + 800 \times 33,4 \times 15^2} = 0,179 \text{ KN/cm}^3$$

$$K = 0,000179 \text{ KN/mm}^2$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 11 + 5,53 = 16,53 \text{ cm} \quad Z_1 = 165,3 \text{ mm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 16,53 + 8 = 24,53 \text{ cm} \quad Z_2 = 245,3 \text{ mm}$$

D'où les valeurs des contraintes :

Poutre d'acier :

➤ Semelle Inferieure : (Traction)

$$\sigma''_{ai} = k \times (h - Z_1) = (0,179 \times 10^{-3}) \times (220 - 165,3) = -0,0098 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma''_{ai} = 0,0098 \text{ KN/mm}^2$$

➤ Semelle Supérieure : (Compression)

$$\sigma''_{as} = k \times Z_1 = (0,179 \times 10^{-3}) \times 165,3 = 0,029 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma''_{as} = 0,029 \text{ KN/mm}^2$$

Dalle en beton :

➤ Fibre Inferieure :

$$\sigma''_{bi} = \frac{1}{n} \times (E_a \epsilon - k \cdot Z_1) = \frac{1}{15} \times (210 \times 2.10^{-4} - 0,000179 \times 165,3) = 8,27.10^{-4} \text{ KN/mm}^2$$

Alors on a de la compression

➤ **Fibre Supérieure :**

$$\sigma''_{bs} = \frac{1}{n} \times (E_a \cdot \xi - k \cdot Z_2) = \frac{1}{15} \times (210 \times 2.10^{-4} - 0,000179 \times 245,3) = -1,27.10^{-4} \text{ KN/mm}^2$$

Alors on a de la traction.

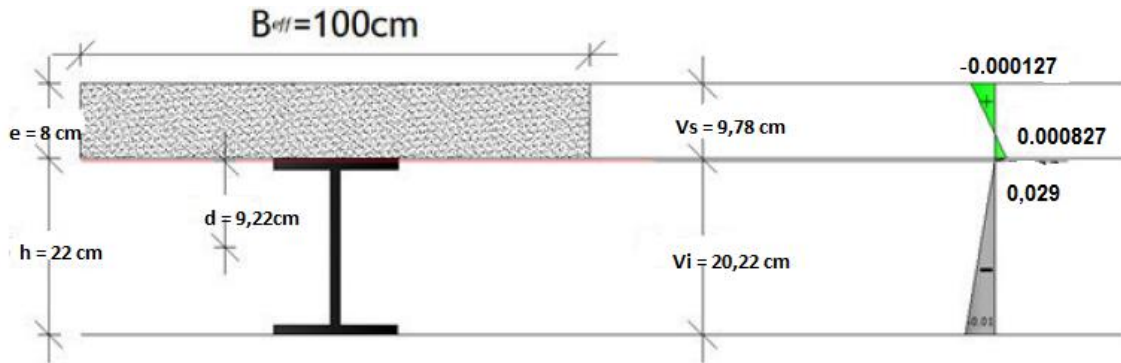


Figure IV. 5: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait

IV 6.10. Contrainte finale :

Dans l'acier :

➤ **Semelle Inferieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = \sigma'_{ai} + \sigma''_{ai} = (-0,243) + (-0,0098) = -0,25 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = -0,25 \text{ KN/mm}^2 \leq f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \sigma'_{as} + \sigma''_{as} = 0,029 + 0,0214 = 0,0504 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 0,0504 \text{ KN/mm}^2 \leq f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

Dans le béton :

➤ **Fibre Inferieure : (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \sigma'_{bi} + \sigma''_{bi} = 1,427 \times 10^{-3} + 8,27.10^{-4} = 2,254.10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = 2,254.10^{-3} \text{ KN/mm}^2 \leq 0,6f_{c28} = 12.10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Fibre Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \sigma'_{bs} + \sigma''_{bs} = 7,84 \times 10^{-3} + -1,27.10^{-4} = 7,713.10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = 7,713.10^{-3} \text{ KN/mm}^2 \leq 0,6f_{c28} = 12.10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

IV. 7.Calcul et dimensionnement des connecteurs :

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

IV.7.1.Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fut du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20 d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4 d$, ou d est le diamètre du fut du goujon.

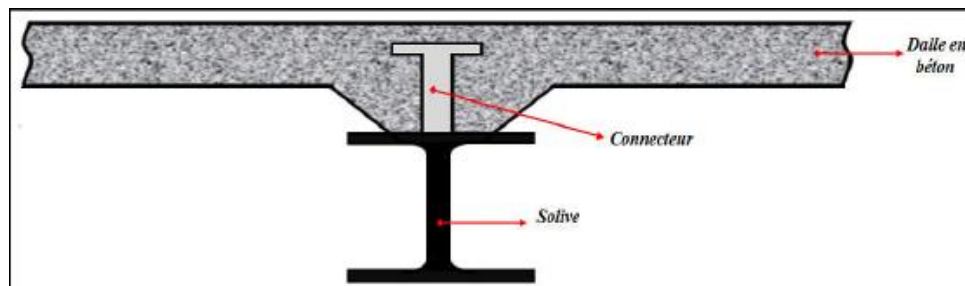


Figure IV. 6: La position d'un connecteur.

Selon l'EUC4 Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fut d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles c- a- $d : \frac{h}{d} \geq 4$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de

- Diamètre de goujon $d=16\text{mm}$
- Hauteur de goujon. $h = 4 \times d \quad h = 4 \times 16 = 64$
- Diamètre tête de goujon $d_t = 1,5 \times 16 = 24 \text{ mm}$
- Hauteur tête de goujon $h_t = 0,4 \times 16 = 6,4 \text{ mm}$

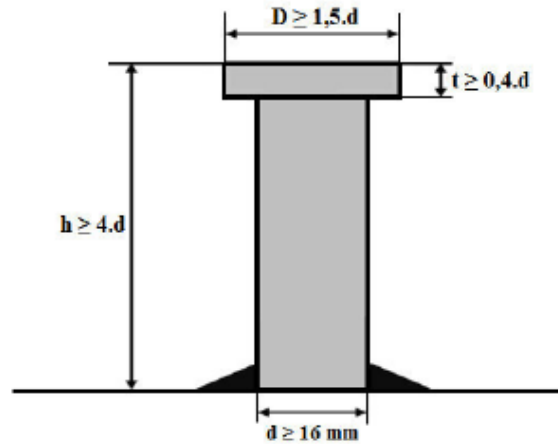


Figure IV. 7: Caractéristiques des connecteurs

IV.7.2. Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (Section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

- V_l : Effort de cisaillement longitudinal.
- P_{Rd} : La résistance d'un connecteur.

IV.7.3 Calcul l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf} \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times A_c \times F_{ck}}{\gamma_c}} + \frac{A_{se} \times F_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

Avec :

- A_a : L'aire de l'élément structural en acier.

$$A_a = 33,4 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 220)}$$

- A_c : L'aire de la section efficace de béton.

$$A_c = B_{eff} \times t = 800 \text{ cm}^2$$

- A_{se} : L'aire de toute armature longitudinale comprimée.

$$A_{se} = 0 \text{ (Pas de ferrailage)}$$

- γ_c : Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.

$$\gamma_c = 1,5$$

- γ_a : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_a = 1,1$$

- γ_s : Coefficient de sécurité pour ferrailage.

$$\gamma_s = 1,15$$

- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, a l'Age considérée.

$$f_{ck} = 2 \text{ daN/mm}^2 = 0,02 \text{ KN/mm}^2$$

- f_y : Limite élastique de traction

$$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2 = 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

- f_{sk} : Limite d'élasticité caractéristique a la traction des armatures.

$$F_{cf}^{(1)} = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_c} = \frac{33,4 \times 27,5}{1,1} = 835 \text{ KN} \quad F_{cf}^{(1)} = 835 \text{ KN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 800 \times 2}{1,5} + 0 = 906,67 \text{ KN} \quad F_{cf}^{(1)} = 835 \text{ KN}$$

$$F_{cf} = \min (835 ; 906,67) = 835 \text{ KN} \quad F_{cf} = 835 \text{ KN}$$

IV .7.4.Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :

- Goujons a tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \dots (1) \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots (2) \end{array} \right. \quad (\text{Ec4 formule 6.13})$$

avec :

- d : Diamètre du fut du goujon.

$$d = 16 \text{ mm}$$

- f_u : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser

$$f_u = 43 \text{ daN/mm}^2 = 0,43 \text{ KN/mm}^2$$

- E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton

$$E_{cm} = 2900 \text{ daN/mm}^2 = 29 \text{ KN/mm}^2$$

- pour $3 \leq \frac{h}{d} = \frac{64}{16} = 4 \leq 4$:

$$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] = 0,2 \times \left[\frac{64}{16} + 1 \right] = 1 \quad \alpha = 1$$

- $\gamma_v = 1,25$ a l'ELU

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55,304 \text{ KN} \\ 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{20 \times 29 \cdot 10^3} \times \frac{1}{1,25} = 45,231 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 45,231 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N \geq \frac{Vl}{P_{Rd}} = \frac{835}{45,231} = 18,4$$

Le nombre de connecteurs est : $n = 19$

IV.7.5.L'espacement des connecteurs : (6.1.3 EC4)

Le nombre de connecteur N est uniformément repart sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

Une section de moment fléchissant maximum.

_ Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{l}{2}$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$s = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{l}{2 \cdot n} = \frac{600}{2 \times 19} = 16 \text{ cm} \quad s = 16 \text{ cm}$$

Donc dans chaque 16 cm on a un goujon.

IV.8. Conclusion :

A travers cette étude nous avons présente le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8 cm posée sur des solives en IPE 220.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par 19 connecteurs espaces de 16 cm entre eux.

Chapitre V : Etude des escaliers

Chapitre V : Etude des escaliers

V -1 Introduction :

L'escalier : Est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

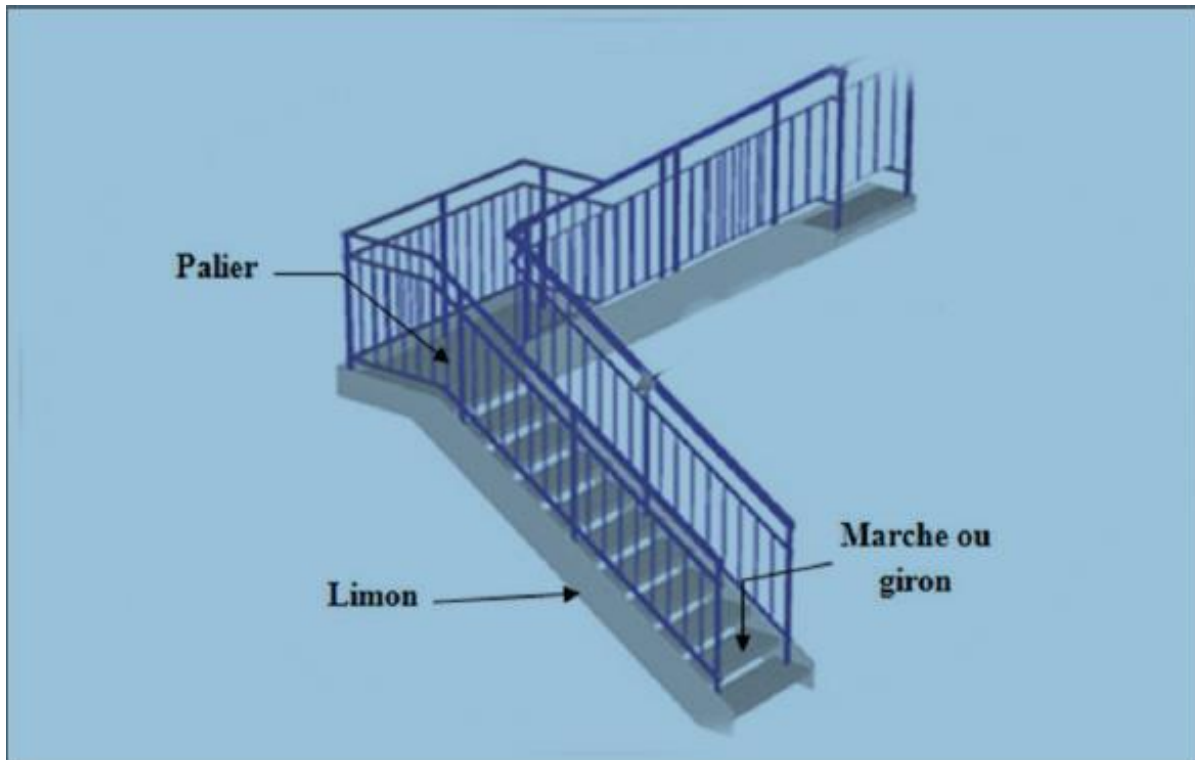


Figure V. 1: Présentation de l'escalier.

V.2.Définitions :

- **Cage d'escalier** : Pièce dans laquelle se trouve votre escalier.
- **Palier** : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des Marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron** : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée** : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche** : Est la partie sur laquelle vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contre-marche** : Est la partie verticale de la marche.

V.3.Choix des dimensions :

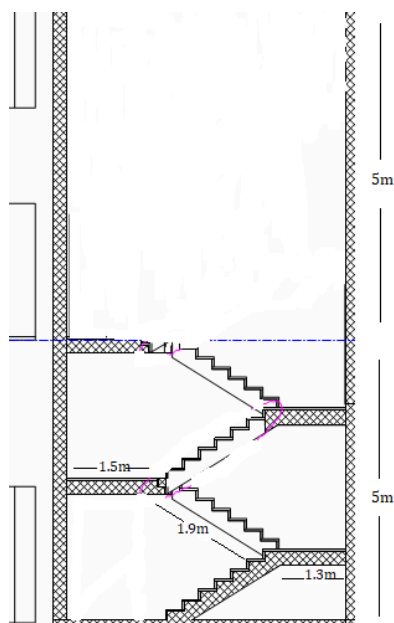


Figure V. 2: Vue en élévation d'escalier

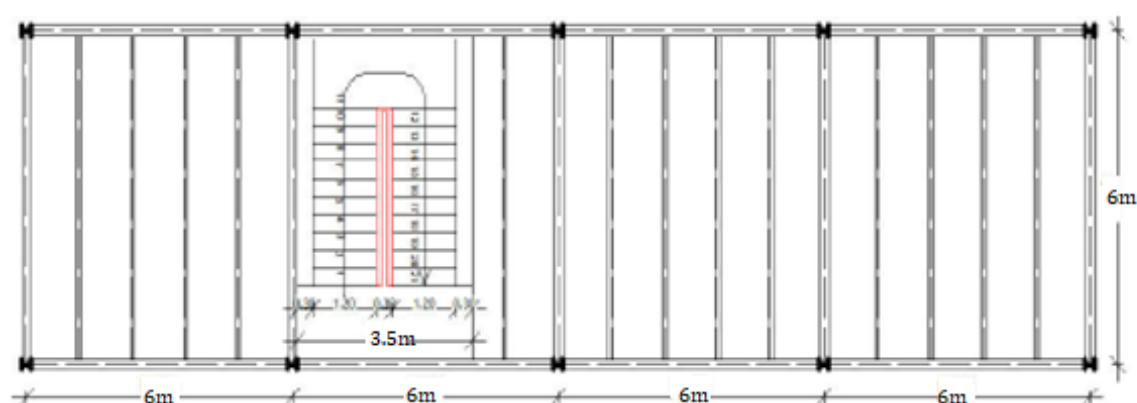


Figure V. 3: Vue en plan de l'escalier

FORMULE DE BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **G** : La largeur de la marche.
- La hauteur de la marche.

Les hauteurs des étages escaliers sont égaux, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RCD ; puis on généralisé la conception sur 1^{er} étage.

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : **$h = 5\text{m}$** .
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : **$(5 \times 3,5)\text{ m}$** .
- On dispose 04 volées dans chaque étage, et la hauteur de chacun est :

$$h' = \frac{h}{4} = \frac{5}{4} = 1,25\text{m}$$

- La largeur de volée est : $l = 1,5\text{ m}$.
- La longueur d'une volée est : $L = 4,23\text{ m}$.
- La pente $\alpha = 41,13^\circ$.

On admet une hauteur de marche **$H = 17,8\text{ cm}$**

Nombre contre marche (**n'**) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{500}{17,8} = 28 \quad n = 28 \text{ contre marches}$$

La largeur d'une marche est : **$G = 27\text{cm}$**

Vérification de la formule de a BLONDEL

$$2H + G = 2 \times 17,8 + 27 = 62,6\text{ CM} \quad \text{Formule de BLONDEL vérifiée}$$

V. 4. Dimensionnement de la cornière (support):

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5 mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

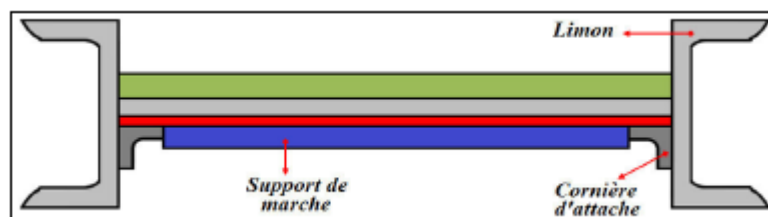


Figure V. 4: La disposition des corniers.

- La longueur de la marche $L = 1,5\text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,27\text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
- $f_y = 0,275\text{ KN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210\text{KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

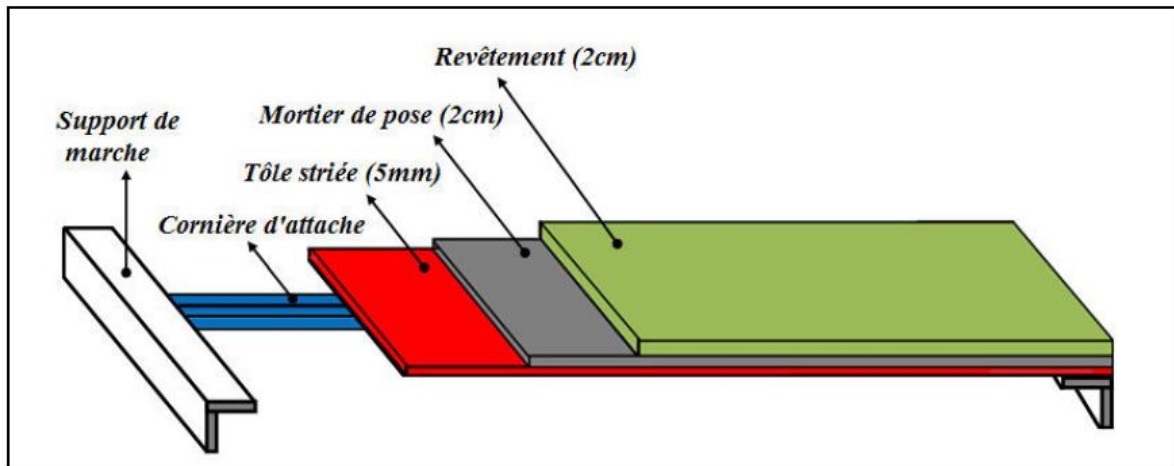


Figure V. 5: Les constituants de la marche.

V .4.1Détermination la section de cornière :

V.4.2Evaluation des charges :

a)Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) **G1= 0,45 kN/m²**
- Mortier de ciment (2cm) **G2= 0,40 kN/m²**
- Revêtement (2cm) **G3= 0,44 kN/m²**

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (0,45 + 0,40 + 0,44) \times 0,27 = 0,35\text{kN/m} \quad \mathbf{G= 0,35kN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,5 \times 0,27 = 0,675\text{kN/m} \quad \mathbf{Q = 0,675kN/m}$$

V.4.3.Les combinaisons des charges : (ELS)

$$Q_s = G + Q = 0,35 + 0,67 = 1,02\text{kN/m}$$

• (ELU) :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,485 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est : $f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1.02 \times 10^{-3} \times 1500^3}{384 \times 210 \times 10^6} = 5.33 \times 10^4 \text{ mm} = 5.33 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 5.33 \text{ cm}^4$$

➤ La cornière qui correspond est : **L 45x45x4,5**

Les caractéristiques sont :

Tableau V. 1: Caractéristiques et dimensions de L 40×40×5.

a (mm)	t (mm)	r (mm)	r_1 (mm)	d (mm)
45	4.5	4.5	2.5	1.04
A (cm ²)	P (daN/m)	$I_y=I_z$ (cm ⁴)	$W_{el,y}=W_{el,z}$ (cm ³)	$i_y=i_z$ (cm)
3.9	3.06	7.15	2.2	1.35

V.4.4.Evaluation des charges :

a)-Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- | | |
|----------------------------------|--|
| ➤ Tôle striée (5mm) | G₁ = 0,45 kN/m² |
| ➤ Mortier de ciment (2cm) | G₂ = 0,40 kN/m² |
| ➤ Revêtement (2cm) | G₃ = 0,44 kN/m² |
| ➤ Poids de profile (L 45×45×4.5) | P = 0,0306kN/m² |

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (0,45 + 0,40 + 0,44) \times 0,27 + 0,0306 = 0,388 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{G = 0.388kN/m}$$

b)-Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,50 \times 0,27 = 0,675 \text{ kN/m} \quad \mathbf{Q = 0,675kN/m}$$

V.4.5 Les combinaisons des charges : .

➤ **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 0.675 + 0.388 = \mathbf{1,063 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{Q_s = 1,063 \text{ kN/m}}$$

➤ **ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0.388 + 1,5 \times 0,675 = \mathbf{1,5363kN/m} \quad \mathbf{Q_u = 1,5363 \text{ kN/m}}$$

V.4.6 vérification à la flèche :

La vérification se fait à l'ELS

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$ $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1500}{300} = 5mm$

$$f = \frac{5 \times 1.053 \times 1500^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 7.15 \times 10^4} = 4.6mm$$

$4.6 \leq 5 \rightarrow$ donc la flèche est vérifiée

V.4.7 vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{1.52 \times 1.5}{2} = 1.14KN$$

$$V_{sd} = 1.14 KN$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{Y_{M0} \times \sqrt{3}} Y_{M0} = 1.1$$

$$= \frac{390 \times 0.275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 56 KN$$

$1.14 \leq 56$ donc l'effort tranchant est vérifié

V.4.8 Condition de la résistance : (ELU)

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{1.52 \times 1.5^2}{8} = 0.427KN.m \quad M_{sd} = 0.427KN.m$$

$$M_{sd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{r_{M0}} = \frac{2.2 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^5}{1.1} = 0.55KN.m$$

$$M_{sd} = 0.427KN.m < M_{c,Rd} = 0.55 KN.m$$

—————→ Donc le moment fléchissant est vérifié

Alors on prend les cornières L 45x45x4.5

V.5. Dimensionnement de limon :

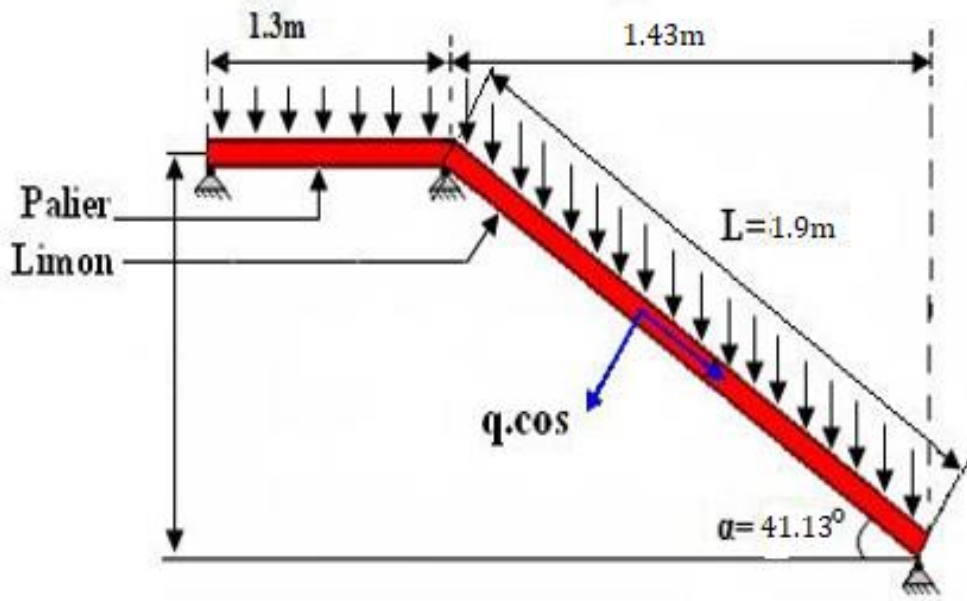


Figure V. 6: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 1.9 \text{ m}$
- L'espace entre deux limons $d = 1.3 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S275 :
- $f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

V.5.1. Détermination la section de limon :

Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

Donc on adopte au minimum un UPN160 de $h = 16 \text{ cm}$

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \rightarrow h = \cos \alpha \cdot x = 17.8 \cos 41.13 = 13.4 \text{ cm}$$

Le profile qui correspond est : **UPN 160**

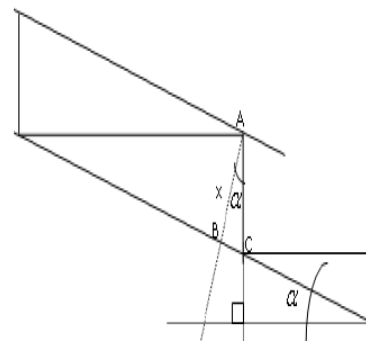


Tableau V. 2: Caractéristiques et dimensions d'UPN160.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	A (cm ²)
160	65	7.5	10.5	10.5	116	24	18.9
I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)
925	116	6.2	138	58.3	18.3	1.89	35.2

V.5.2.Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle striée (5mm) **G₁ = 0,45 KN/m²**
- Mortier de ciment (2cm) **G₂ = 0,40 KN/m²**
- Revêtement (2cm) **G₃ = 0,44 KN/m²**
- Poids de cornière (L 45×45×4.5) **P_c = 0,0306 KN/m**
- Poids de profile (UPN 160) **PP = 0,193 KN/m**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + P_{GG}) \times \left(\frac{d}{2}\right) + (N^{\text{ervolé}} \times P_c) + P_p$$

$$G = (0.45 + 0.40 + 0.44) \times \left(\frac{1.3}{2}\right) + (7 \times 0.03) + 0.193 = 1.24 \text{ KN / m}$$

$$G = 1.24 \text{ KN / m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times \frac{1.3}{2} = 1.625 \text{ KN / m}$$

V.5.3 Les combinaisons des charges :

- ELS

$$Q_s = G + Q = 1.24 + 1.625 = 2.86 \text{ KN/m}$$

- ELU :

$$QU = 1.35.G + 1.5.Q = 1.35 \times 1.24 + 1.5 \times 1.625 = 4.11 \text{ KN/m}$$

V.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$ $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1900}{300} = 6.3 \text{ mm}$

$$f = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Limon sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 2.86 \times 10^{-3} \times 1900^4}{384 \times 210 \times 925 \times 10^4}$$

$$f_z = 2.49 \text{ mm} < f_{adm} = 11,2 \text{ mm}$$

—————→ **Donc la flèche est vérifiée**

Détermination de la classe de limon :

➤ Âme :

$$\text{Âme classe 01 Si : } \frac{d}{t_w} < 72.\varepsilon \quad (\text{EC03 Page 139}).$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{fy}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{66}{5.5} = 15.46$$

$$72.\varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

$$\frac{d}{t_w} = 11.71 < 72.\varepsilon = 66.24 \quad \text{Âme classe 01}$$

➤ Semelle :

$$\text{Semelle classe 01 si } \frac{c}{t_f} < 10.\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{65}{2 \times 10.5} = 3.09$$

$$10\varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

$$\frac{c}{t_f} = 3.09 < 10.\varepsilon = 9.2 \quad \text{Semelle classe 01}$$

—————→ **Donc le limon est de classe 01**

V.5.5.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{Q_{Uz} \times L}{2} = \frac{4.11 \times 1.9}{2} = 3.9 \text{ KN}$$

$$\triangleright V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + r) \times \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = 2400 - 2 \times 65 \times 10.5 + (7.5 + 10.5) \times 10.5 = 1224 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1224 \times 0.275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 176.67 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3.9 \text{ KN} < V_{PL,Rd} = 176.67 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

V.5.6. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\triangleright M_{sd} = \frac{Q_{Uz} \cos(41.13) \times L^2}{8} = \frac{3.09 \times 1.9^2}{8} = 1.39 \text{ KN.m}^2$$

$$\triangleright M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 0.275}{1.1} \times 10^{-3} = 34.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 1.39 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 34.5 \text{ KN.m}$$

—————→ **Donc le moment fléchissant est vérifié**

V.5.7. Vérification de l'effort axial de compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 155}).$$

$$\triangleright N_{sd} = Q_{uy} \times L = 2.7 \times 1.9 = 5.14 \text{ KN}$$

$$\triangleright N_{sd} = 5.14 \text{ KN}$$

$$\triangleright N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2400 \times 0.275}{1.1} = 600 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 5.14 < N_{c,Rd} = 600 \text{ KN}$$

—————→ **Donc l'effort axial de compression est vérifié**

D'après les vérifications, le profilé UPN160 est adopté comme limon

V.6. Dimensionnement de palier de repos :

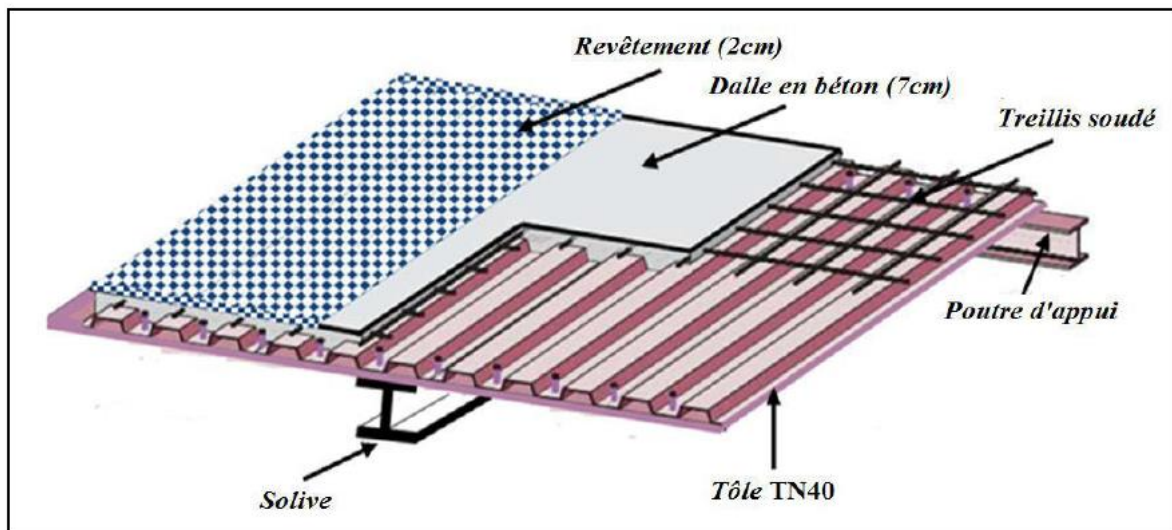


Figure V. 7: Eléments constitutif du palier de repos.

- La trame ($1,3 \times 3,5$) m²
- La longueur de solive $L = 1,9$ m
- La largeur de palier $d = 1,3$ m

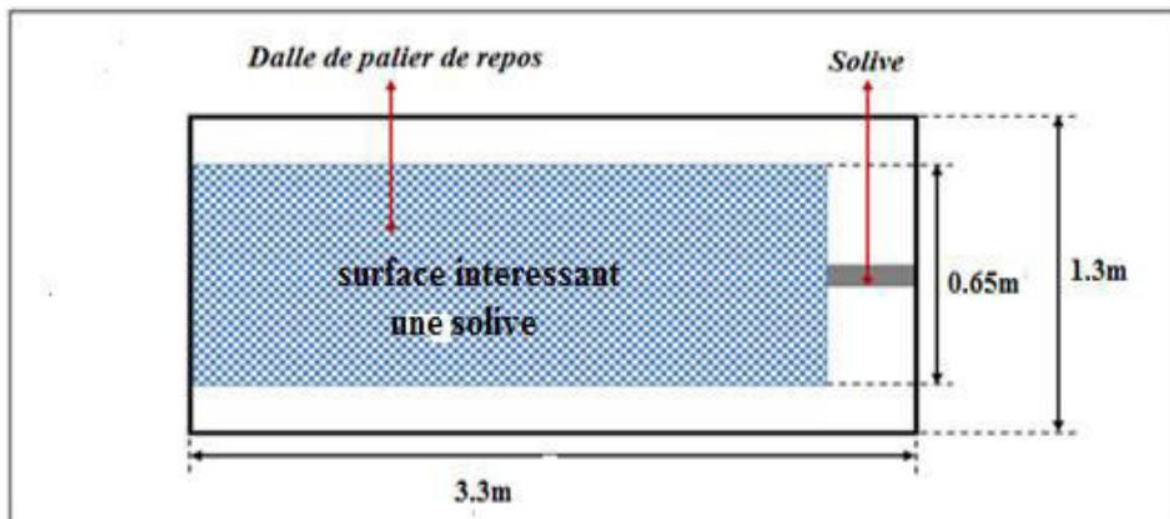


Figure V. 8: Les dimensions du palier de repos.

V.6.1 .Détermination de la section de solive :**V.6.2. Evaluation des charges :****a) Les charges permanentes :** (Sauf poids de solive)

- Tôle TN40 $G_1 = 0,11 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton (7cm) $G_2 = 1,75 \text{ KN/m}^2$
- Treillis soudé + accessoire $G_3 = 0,03 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_4 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 1,3 = 3,03 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,03 \text{ KN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times 1,3 = 3,25 \text{ KN/m} \quad Q = 3,25 \text{ KN/m}^2$$

V.6.3.La combinaison des charges : (ELS)

$$Q_s = G + Q = 3.03 + 3.25 = 6,28 \text{ KN/m}^2$$

Dans notre cas on a une solive posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est : $f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 6.28 \times 10^{-3}}{384 \times 210} = 4.197 \times 10^{-3} = 419.7 \text{ cm}^4$$

Profile qui correspond est : **IPE 140**

Les caractéristiques sont :

Tableau V. 3: Caractéristiques et dimensions d'IPE140.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	R (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(da N/m)
140	73	4.7	6.9	7	112.2	16.4	12.9
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{pl,z} \text{ (cm}^3\text{)}$
541.2	77.3	5.74	88.3	44.9	12.3	1.65	19.2

V.6.4 Evaluation des charges:

a) Les charges permanentes: (+Poids de profile)

- Tôle TN40 $G_1 = 0,11 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton (2cm) $G_2 = 1,75 \text{ KN/m}^2$
- Treillis soudé +accessoire $G_3 = 0,03 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_4 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Poids de profile(IPE140) $P_p = 0,129 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + P_p = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 1,3 + 0.129 = 3,16 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,16 \text{ kN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,5 \times 1,3 = 3,25 \text{ daN/m}$$

$$\rightarrow Q = 3,25 \text{ KN/m}$$

V.6.5 Les combinaisons des charges:

➤ ELS :

$$Q_s = G + Q = 3,25 + 3,16 = 6,41 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow Q_s = 6,41 \text{ KN/m}$$

➤ ELU:

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3,16 + 1,5 \times 3,25 = 9,14 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow Q_u = 9,14 \text{ KN/m}$$

V.6.5.Vérification de la flèche:

La vérification se fait à ELS:

On vérifie la condition suivante: $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Solive sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 6,41 \times 10^3 \times 3300^4}{384 \times 210 \times 541,2 \times 10^4} = 8,7 \text{ mm}$$

$$f_z = 8,7 \text{ mm} < f_{adm} = 11,2 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Détermination de la classe de solive :

➤ Ame classe 01 si : $\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87$ (EC03 page 139)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23.5}{4.7}} = \sqrt{\frac{23.5}{27.5}} = 0.92$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{9.14 \times 3.3}{2} = 15.08 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

$$72.\varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

$$\frac{d}{t_w} = 23.87 < 72.\varepsilon = 66.24 \quad \textbf{\hat{Ame classe 01}}$$

➤ **Semelle :**

Semelle classe 01 Si : $\frac{c}{t_f} < 10.\varepsilon$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{73}{2 \times 6.9} = 5.29$$

$$10.\varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

$$\frac{c}{t_f} = 5.29 < 10.\varepsilon = 9.2 \quad \textbf{Semelle classe 01}$$

————→ **Donc la solive est de classe 01**

V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} \quad \textbf{(EC03 Page158).}$$

$$M_{sd} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{9.14 \times 3.3^2}{8} = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{77.3 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 19.33 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f \quad \text{et} \quad \gamma_{M_0} = 1.1$$

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9 = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{761,63 \times 0,27,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 109,93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,08 \text{ kN} < V_{PL,Rd} = 109,93 \text{ kN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifié

V.6.8. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{9,14 \times 3,3^2}{8} = 12,44 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{77,3 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} = 19,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12,44 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 19,33 \text{ kN.m}$$

→ Donc le moment fléchissant est vérifié

Donc on prend une solive IPE140

V.7 Dimensionnement de la poutre palière:

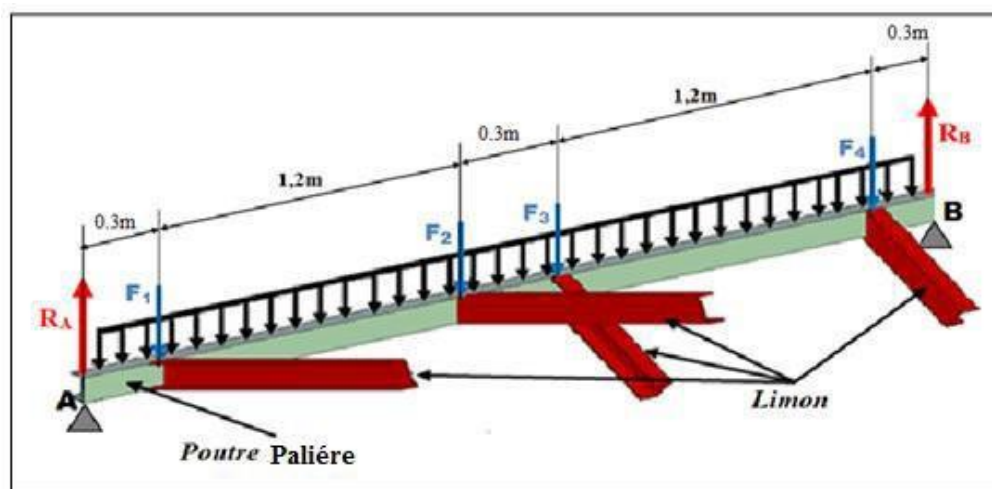


Figure V. 9: Distribution des charges sur la poutre palière.

- La longueur de la poutre: $L = 3,3 \text{ m}$.

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre palière est un : **UPN 180**

Les caractéristiques sont:

h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r(mm)	d(mm)	A(cm²)	P(daN/m)
180	70	8	11	11	133	27.9	21.9
I_y(cm⁴)	W_{el,y}(cm³)	i_y(cm)	W_{pl,y}(cm³)	I_z(cm⁴)	W_{el,z}(cm³)	i_z(cm)	W_{pl,z}(cm³)
1350	150	7	179	114	22.4	2.02	42.9

Tableau V. 4: Caractéristiques et dimensions d'UPN180.

V.7.1. Evaluation des charges:

V.7.2. Charges permanentes:

a) Les charges réparties:

- Tôle TN40 **G₁ = 0,11 KN/m²**
- Dalle en béton (7cm) **G₂ = 1,75 KN/m²**
- Treillis soudé +accessoire **G₃ = 0,03 KN/m²**
- Revêtement (2cm) **G₄ = 0,44 KN/m²**
- Poids propre de la poutre (UPN180) **P = 0,219 KN/m**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + P = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 0,65 + 0.219 = 1,73 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G = 1,73 \text{ KN/m}}$$

b) Les charges ponctuelles:

Les quatre (04) limons sont assemblés avec la poutre **UPN180** dans quatre (04) points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (**F**) égale à $\frac{1}{4}$ du poids propre de volée.

c) Poids propre d'une volée:

$$Q = (0.189 \times 3,36 \times 2) + (0.025 \times 1,2 \times 10) + ([0.45 + 0.40 + 0.44] \times 1,2 \times 0,27 \times 10) = 5.67 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = 5,76 \text{ KN}}$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F = \frac{Q}{4} = \frac{5.76}{4} = 1.44 \text{ KN}$$

V.7.3. Charges d'exploitation :**a) Les charges réparties:**

$$N = 2,50 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad N = 1,63 \text{ KN/m}$$

b) Les charges ponctuelles:

$$M = \frac{2,50 \times 0,65 \times 3,3}{4} = 1,34 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M = 1,34 \text{ KN}$$

V.7.4. Combinaisons des charges:**➤ ELS :****a) Charges réparties:**

$$q = G + N = 1,67 + 1,63 = 3,36 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad q = 3,36 \text{ KN/m}$$

b) Charges ponctuelles:

$$q' = F + M = 1,44 + 1,34 = 2,78 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad q' = 2,78 \text{ KN}$$

➤ ELU:**c) Charges réparties:**

$$K = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 1,67 + 1,5 \times 1,63 = 4,77 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad K = 4,77 \text{ KN/m}$$

d) Charges ponctuelles:

$$K' = 1,35F + 1,5M = 1,35 \times 1,44 + 1,5 \times 1,34 = 3,95 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad K' = 3,95 \text{ KN}$$

V.7.5. Vérification de la flèche:

Flèche = La flèche due aux charges réparties + La flèche due aux charges ponctuelles

a) La flèche due aux charges réparties :

Dans notre cas on a une poutre (articulée - articulée) et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,36 \times 10^{-3} \times 3300^4}{384 \times 210 \times 1350 \times 10^4} = 3,14 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad y = 3,14 \text{ mm}$$

b) La flèche due aux charges réparties :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre **UPN 180**, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre est égale à :

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

$$f_i = \frac{q' \times a_i}{48 \times E \times I_y} = (3 \times L^2 - 4 \times a_i^2)$$

$$a_1 = a_4 \quad \text{et} \quad a_2 = a_3$$

$$f_i = f_4 = \frac{q' \times a_1}{48 \times E \times I_y} = (3 \times L^2 - 4 \times a_1^2) = \frac{278 \times 300}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3500^2 - 4 \times 300^2) = 0.206 \text{ mm}$$

$$f_1 = f_4 = 0.206 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{q' \times a_2}{48 \times E \times I_y} = (3 \times L^2 - 4 \times a_2^2) = \frac{278 \times 1500}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3500^2 - 4 \times 1500^2) = 0.785 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = 0.785 \text{ mm}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 0.206 + 0.785 + 0.206 + 0.785 = 1.955 \text{ mm}$$

$$F = 1.955 \text{ mm}$$

Donc la flèche égale:

$$f = y + F = 1.829 + 1.955 = 3.784 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad f = 3.784 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{300} = \frac{3300}{300} = 11.2 \text{ mm}$$

$$f_z = 3.675 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 11 \text{ mm}$$

—————> **Donc la flèche est vérifié**

V.7.6.Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page158}).$$

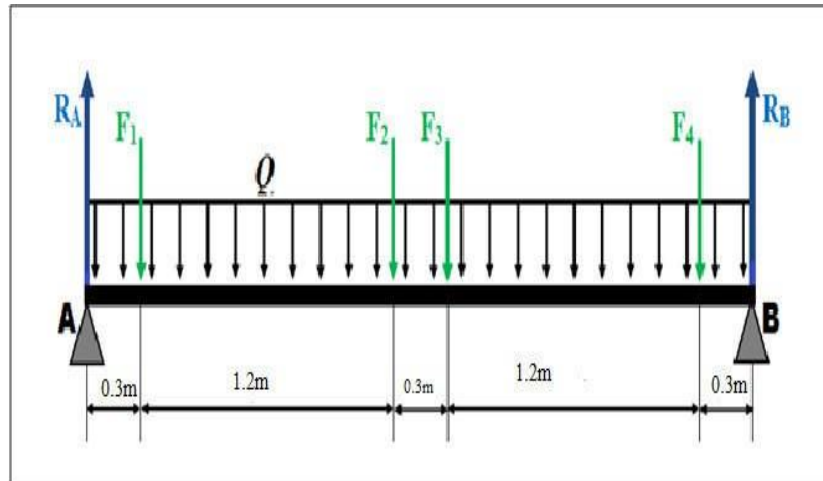


Figure V. 10: Distribution des charges sur la poutre palier.

a) Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\rightarrow \Sigma F_{ext} = 0$$

$$\rightarrow \Sigma M_{/A} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{K \times L + 4 \times K'}{2} = \frac{4.77 \times 3.5 + 4 \times 3.95}{2} = 16.39 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 16.39 \text{ KN}$$

b) Calcul moment max M_{max} :

Le moment fléchissant max M_{max} se trouve à $\frac{L}{2}$:

$$mM_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{150 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 37500 \text{ KN.mm} = 37.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = \frac{15.79 \times 3.5}{2} - \frac{4.77 \times 3.5^2}{8} - 3.95(3.5 - 0.3 - 1.5) = 14.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 14.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{150 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 37500 \text{ KN.mm} = 37.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 13.62 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 37.5 \text{ KN.m}$$

————→ **Donc moment fléchissant est vérifiée alors on prend une poutre UPN 180**

V.8 Conclusion :

Dans ce chapitre on fait une étude avec laquelle on a attient a déterminer les profile et les déférents paramètres pour la conception de l'escalier.

On admet les profilés comme suit :

- Les cornières de support L45×45×4.5
- L'UPN 160 comme limon.
- Palier de repos solive IPE140
- Poutre palier UPN 180

Chapitre VI : Chemin de roulement

Chapitre VI : Chemin de roulement

VI.1 Introduction :

VI.2 Caractéristiques du pont roulant :

Tableau VI. 1: Caractéristiques du pont roulant.

N (T)	L (m)	a_{min} (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)
30	30	1.1	0,4	0,7	2,3	4,6

Tableau VI. 2: Caractéristiques du pont roulant.

Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
levage (m/min)	direction (m/min)	Translation (m/min)	Pont B (T)	Chariot K (T)	Total (B+K)	R_{max} (T)	R_{min} (T)
3	20	50	44	8	52	29,4	11,6

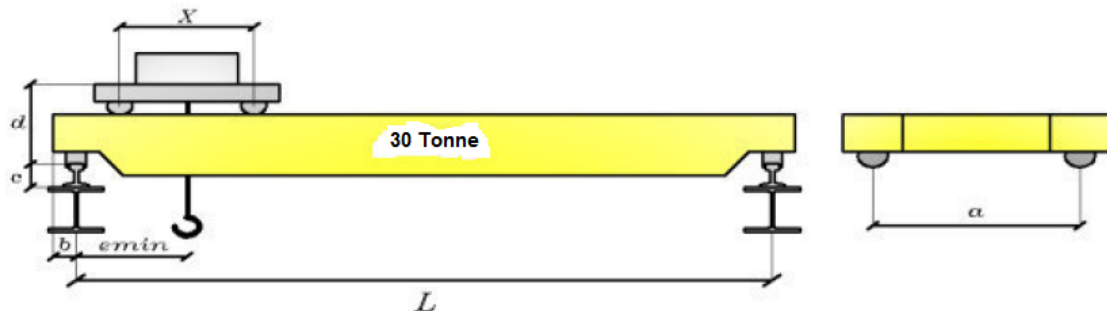


Figure VI. 1:Schéma de pont roulant

VI -3- Les charges induites par le pont roulant :

VI-3-1- Les coefficients d'amplification dynamique :

Sur (Eurocode 1 partie 5 p16 tab 2.1) :

Tableau VI. 3: Les coefficients d'amplification dynamique

Coefficients d'amplification dynamique	Effets à prendre en compte	A appliquer a :
ϕ_1	excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Poids propre de l'appareil de levage
ϕ_2	effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage	Masse à lever

φ_3	effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant.	Masse à lever
φ_4	effets dynamiques induits par le déplacement sur des rails ou des voies de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
φ_5	effets provoqués par des forces d'entraînement.	Forces d'entraînement
φ_6	lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	Charge d'essai
φ_7	prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons.	Charge des tampons
φ_8	coefficient de réaction aux rafales	Charges dues au vent

VI .3.2.Détermination des coefficients d'amplification dynamique :

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 5 sur la page p22 :

$$\varphi_1 = 1 \pm a \quad \text{où} \quad 0 < a < 0,1$$

$\varphi_1 = 1,1$ Les deux valeurs $(1 + a)$ et $(1 - a)$ reflètent les valeurs supérieures et inférieures des impulsions vibratoires.

Avec : $a = 0,1$ donc

$$\varphi_1 = 1,1$$

sur le tableau 2.5 de l'Eurocode 1 part 5 p 22 on a :

Classe de levage de L'appareil	β_2	$\varphi_{2.min}$	V_h (m/s)
HC3 (Appareils de levage d'atelier)	0,51	1,15	5/60 = 0,05

Tableau VI. 4: La classe de pont roulant

$$\varphi_2 = 1,1755 \quad \varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h = 1,15 + 0,51 \times 0,05 = 1,1755$$

V_h : vitesse constante de levage en [m/s]

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \times (1 + \beta_3) \text{ où :}$$

- $\Delta m = 0$: partie libérée ou tombée de la charge.
- m : masse à lever totale.

$$\varphi_3 = 1$$

- $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappin ou de dispositifs similaires à libération lente.
- $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage rapide.

VI.3.3.Dispositions des charges :

VI.3.3.1Charges verticales induites par des chariots porte-plant monorail suspendus à des poutres de roulement :

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte-plant, de la masse à lever et du coefficient dynamique.

VI.3.3.2Charges horizontales induites par des chariots porte-plant monorail suspendus à des poutres de roulement :

Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales sont égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique. Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

VI.3.3.3Charges verticales induites par des ponts roulants :

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la **Figure.VI.2** et en utilisant les valeurs caractéristiques.

VI.3.3.4 Dispositions des charges :

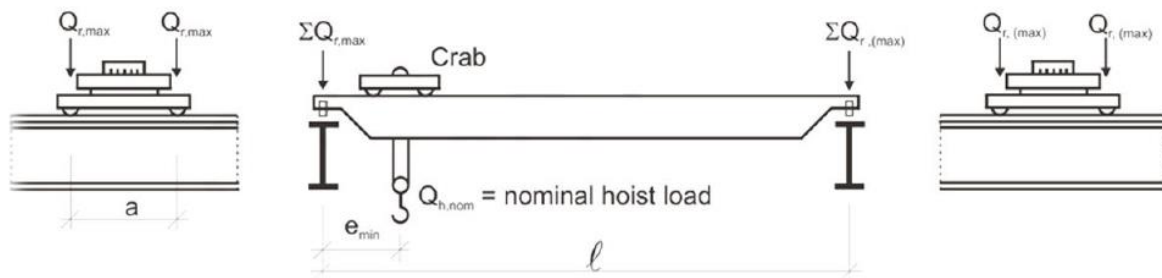


Figure VI. 2: Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.

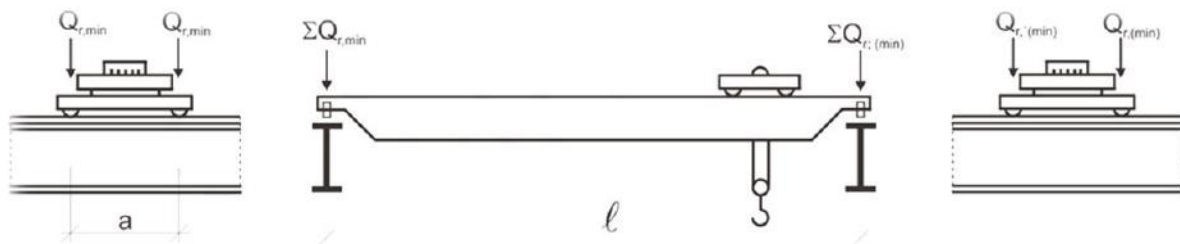


Figure VI. 3: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

Avec :

- $Q_{r,max}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r^{max}}$: est la charge par galet d'accompagnement 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.
- $Q_{r,min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r^{min}}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.
- $\Sigma Q_{r,min}$: est la somme des charges minimales $Q_{r,min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $\Sigma Q_{r^{min}}$: est la somme d'accompagnement des charges minimales $Q_{r^{min}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r_{nom}}$: masse à lever nominale.

VI.3.3.5 Charge verticale avec masse à lever :

➤ En charge (calcul des charges maximales) :

$$\sum Qr_{\max} = \varphi_1 \cdot \left[\frac{Q_p}{2} + Q_{c1} \cdot \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_{\text{nom}} \cdot \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Qr_{\max} = 1,1 \times \left[\frac{44}{2} + 8 \times \left(\frac{30 - 1,1}{30} \right) \right] + 1,1755 \times 30 \times \left(\frac{30 - 1,1}{30} \right) = 66,665 \text{ T} \quad \sum Qr_{\max} = 666,65 \text{ KN}$$

(Pour 2 galets)

$$\sum Qr^{\max} = \varphi_1 \cdot \left[\frac{Q_p}{2} + Q_{c1} \cdot \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_{\text{nom}} \cdot \left(\frac{a_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Qr^{\max} = 1,1 \times \left[\frac{44}{2} + 8 \times \left(\frac{1,1}{30} \right) \right] + 1,1755 \times 30 \times \left(\frac{1,1}{30} \right) = 25,816 \text{ T} \quad \sum Qr^{\max} = 258,16 \text{ KN}$$

(Pour 2 galets)

Tableau VI. 5: Les charges verticales maximales sur un galet.

Charge verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge maximale en charge	333,325
La charge d'accompagnement	129,08

(Pour 1 galet)

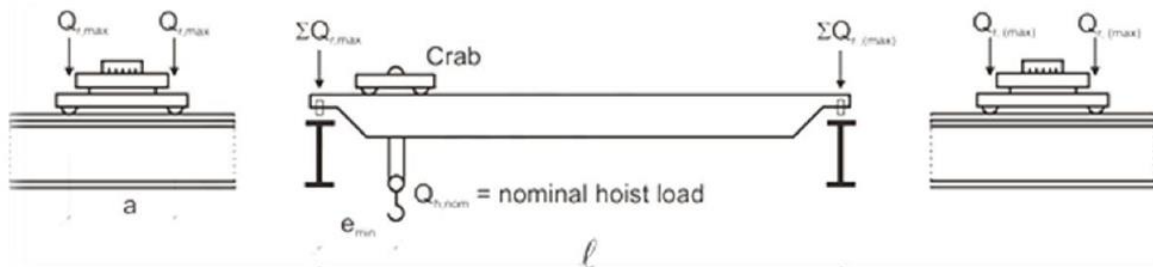


Figure VI. 4: Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

VI.3.3.6 Charge verticale sans masse à lever :

➤ A vide (calcul des charges minimales)

$$\sum Qr_{\min} = \varphi_1 \cdot \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \cdot \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Qr_{\min} = 1,1 \times \left[\frac{44}{2} + 8 \times \left(\frac{30 - 1,1}{30} \right) \right] = 32,678 \text{ T} \quad \sum Qr_{\min} = 326,78 \text{ KN}$$

(Pour 2 galets)

$$\sum Qr^{\min} = \varphi_1 \cdot \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \cdot \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Qr^{\min} = 1,1 \times \left[\frac{44}{2} + 8 \times \left(\frac{1,1}{30} \right) \right] = 24,523 \text{ T} \quad \sum Qr^{\min} = 245,23 \text{ KN}$$

(Pour 2 galets)

Charges verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge maximale en charge	163,39
La charge d'accompagnement	122,615

(Pour 1 galet)

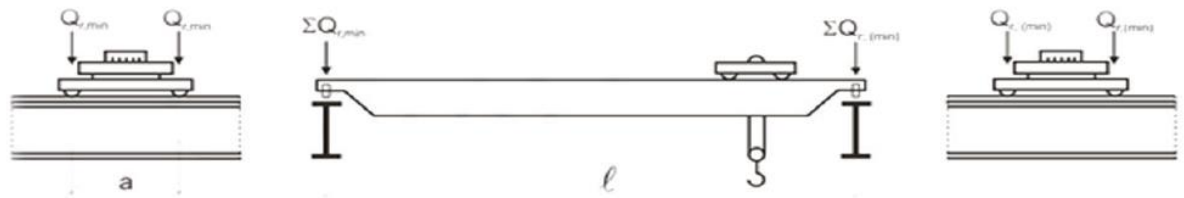


Figure VI. 5: Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

VI.3.4 Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23) :

➤ Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$:

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ 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 (voir Figure IV.6).

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

$$H_{L,i} = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{nr}$$

Où :

- nr : est le nombre de poutres de roulement.
- K : est la force d'entraînement. (EC1-P5 P25)
- φ_5 : est le coefficient d'amplification dynamique.
- i : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1,2$).
- $1 \leq \varphi_5 \leq 1,5 \rightarrow$ Correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup.
- $\rightarrow \varphi_5 = 1,5$

➤ **K : Force d'entraînement**

Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu \cdot m_w \cdot Qr_{\min}$$

Où :

- m_w : est le nombre de système de d'entraînement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.
- $m_w = 2$ (deux systèmes)
- μ : est le coefficient de frottement.

$\mu=0,2$ (acier sur acier)

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Qr^{\min}$$

$$\sum Qr_{\min} = m_w \times Qr_{\min} = 2 \times 122,6 = 245,23 \text{ KN}$$

$$\sum Qr_{\min} = 245,23 \text{ KN}$$

Donc :

$$K = 0,2 \times 245,23 = 49,046 \text{ KN}$$

$$K = 49,046 \text{ KN}$$

D'où :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \left(\frac{K}{nr} \right) = 1,5 \times \frac{49,04}{2} = 36,7845 \text{ KN}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 36,7845 \text{ KN}$$

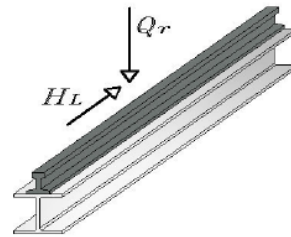
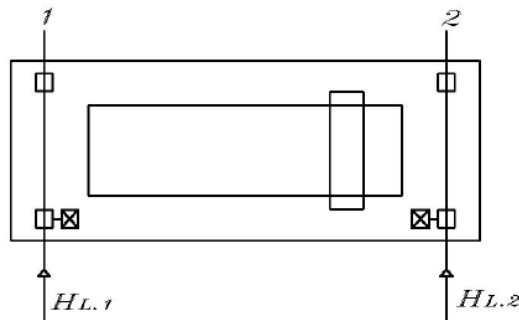


Figure VI. 6: Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$.

• **Charges horizontales transversales $H_{T,i}$:**

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

Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_2 \cdot \frac{M}{a} \quad \text{et} \quad H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_1 \cdot \frac{M}{a}$$

Avec :

$$\sum Qr = \sum Qr_{\max} + \sum Qr^{\max}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum Qr_{\max}}{\sum Qr} \quad \text{et} \quad \varepsilon_2 = 1 - \varepsilon_1$$

$$M = K \times L_s = K \times (\varepsilon_1 - 0,5) \cdot L$$

- **a** : espacement des galets de guidage ou des flasques de galets.
- **L** : portée de la poutre.

$$\sum Qr = \sum Qr_{\max} + \sum Qr^{\max} = 66,665 + 25,816 = 92,481 \text{ T} \quad \sum Qr = 92,481 \text{ T}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum Qr_{\max}}{\sum Qr} = \frac{66,665}{92,481} = 0,7208 \quad \varepsilon_1 = 0,7208$$

$$\varepsilon_2 = 1 - \varepsilon_1 = 1 - 0,7208 = 0,2792 \quad \varepsilon_2 = 0,2792$$

$$M = K \times (\varepsilon_1 - 0,5) \cdot L = 49,046 \times (0,7208 - 0,5) \times 30 = 324,88 \text{ KN.m} \quad M = 324,88 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_2 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,2792 \times \frac{324,88}{4,6} = 29,58 \text{ KN} \quad H_{T,1} = 29,58 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \varepsilon_1 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,7208 \times \frac{324,88}{4,6} = 76,36 \text{ KN} \quad H_{T,1} = 76,36 \text{ KN}$$

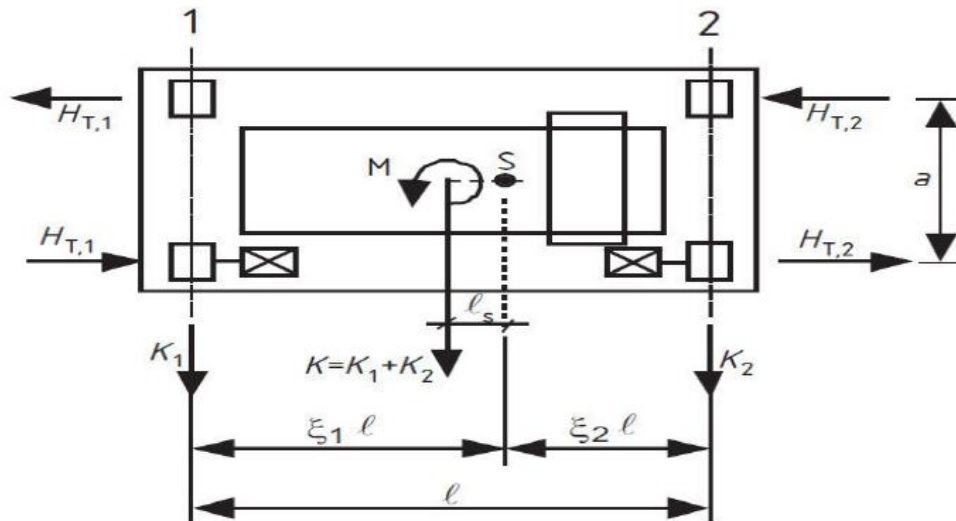


Figure VI. 7: Définition des charges transversales $H_{T,i}$

VI.3.5.Charges horizontales $H_{S,i,j,k}$ et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage :

La force de guidage S et les forces transversales $H_{S,i,j,k}$ dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,1,j,L} = f \cdot \lambda_{s,1,j,L} \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,2,j,L} = f \cdot \lambda_{s,2,j,L} \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,1,j,T} = f \cdot \lambda_{s,1,j,T} \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,2,j,T} = f \cdot \lambda_{s,2,j,T} \cdot \sum Qr_{\max}$$

Avec :

- **f** : est le coefficient non positif.
- $\lambda_{s,1,j,L}$: correspond aux coefficients de force.
- **L'indice i** : correspond au rail.
- **L'indice j** : correspond à la paire de galets.
- **K** : la direction de la force (L : Longitudinal ; T : Transversal).

$f = 0,3 - (1 - e^{-250 \cdot \alpha}) \leq 0,3$ la valeur la plus défavorable $f = 0,3$

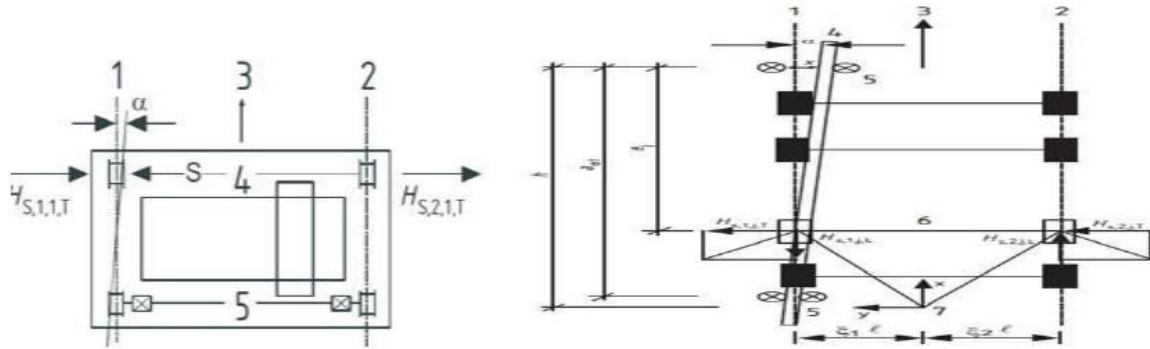


Figure VI. 8: Définition de l'angle α et la distance h .

Le coefficient de force $\lambda_{s,i,j,k}$ peut être déterminé d'après les expressions données dans le tableau d Eurocode 1 part 5 p28 Tab 2.9 :

➤ On applique :

- **f = 0,3** (valeur plus défavorable)
- **m = 0** (galet Indépendant)
- **n = 2** (deux paires de galet)
- **e₁ = 0 m et e₂ = 4,6 m**
- **$h = \frac{4,6^2}{4,6} = 4,6$ m**
- **$\lambda_s = \frac{\sum e_j}{n \cdot h} = 1 - \frac{4,6}{2 \times 4,6} = 0,5$**
- **$\lambda_{s,1,j,L} = 0$**
- **$\lambda_{s,2,j,L} = 0$**
- **$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{0,2792}{2} \times (1 - \frac{0}{4,6}) = 0,1396$**
- **$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{0,27}{2} \times (1 - \frac{4,6}{4,6}) = 0$**
- **$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{0,7208}{2} \times (1 - \frac{0}{4,6}) = 0,3604$**
- **$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{0,73}{2} \times (1 - \frac{4,6}{4,6}) = 0$**

Tableau VI. 6: Valeurs des $\lambda_{s,i,j,k}$

e_j	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0 \text{ m}$	0	0	0,1396	0,3604
$e_2 = 4,6 \text{ m}$	0	0	0	0

VI.4 Calcul des forces:

➤ De la VI.3.5 :

- $S = 0,3 \times 0,5 \times 924,81 = 138,7215 \text{ KN}$
- $S = 0,3 \times 0,5 \times 666,65 = 99,9975 \text{ KN}$
- $H_{s,1,1,L} = 0$
- $H_{s,1,2,L} = 0$
- $H_{s,1,1,T} = 0,3 \times 0,1396 \times 666,65 = 27,92 \text{ KN}$
- $H_{s,1,2,T} = 0$
- $H_{s,2,1,L} = 0$
- $H_{s,2,2,L} = 0$
- $H_{s,2,1,T} = 0,3 \times 0,3604 \times 666,65 = 72,08 \text{ KN}$
- $H_{s,2,2,T} = 0$

Tableau VI. 7: Valeurs des $H_{s,i,j,k}$.

e_j	$H_{s,1,j,L}$	$H_{s,1,j,T}$	$H_{s,2,j,L}$	$H_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0 \text{ m}$	0	27,92	0	72,08
$e_2 = 4,6 \text{ m}$	0	0	0	0

VI.5.1 Vérification de la flèche :

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

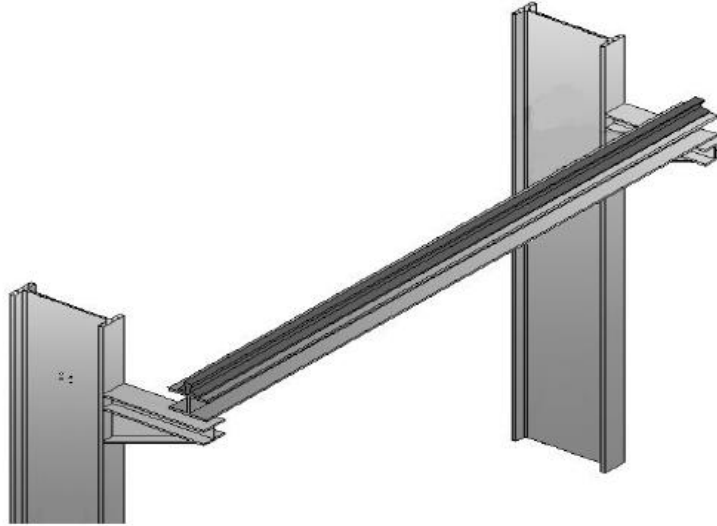


Figure VI. 9: Schéma de la poutre de roulement.

VI.5.2 Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

- Travée de $L = 6$ m sur deux appuis simples
- Distance entre galets $e = 4,6$ m

VI.5.3 Vérification de la flèche :

➤ Flèche verticale :

La flèche admissible est: $\frac{L}{600} = \frac{6000}{600} = 10$ mm

$f_{ad} = 10$ mm



Figure VI. 10: Distance de $Q_{r,max}$ à l'extrémité de la poutre

$$f_{v1} = \frac{Q_{r,max} \cdot (l-e) \cdot [3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y} \leq f_{ad}$$

$$I_y \geq \frac{600 \cdot Q_{r,max} \cdot (l-e) \cdot [3l^2 - (l-e)^2]}{48El}$$

$$I_y \geq \frac{600 \times 353,88 \times (6000 - 4600) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 4600)^2]}{48 \times 210 \times 6000} \times 10^{-4} = 52118,66 \text{ cm}^4$$

Nous choisissons un **HEB650**

$I_y (\text{cm}^4)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$W_{el,y} (\text{cm}^3)$	$W_{el,z} (\text{cm}^3)$	$t_f (\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$P (\text{Kg/m})$	$h (\text{mm})$	$B (\text{mm})$	$t_w (\text{mm})$
210.6E3	13984	6480	932	16	286	224.8	650	300	31

Tableau VI. 8: caractéristique de HEB 650

➤ **Flèche horizontale :**

$$H_{s,2,j,T} = 72,08 \text{ KN et } H_{T,2} = 76,36 \text{ KN}$$

On prendre : $H_{T,2} = 76,36 \text{ KN}$

$$I_{Z,\text{semelle.sup}} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{3,1 \times 30^3}{12} = 6975 \text{ cm}^4$$

$$I_{Z,\text{semelle.sup}} = 6975 \text{ cm}^4$$

$$f_h = \frac{H_T \cdot (L - e) \cdot [3L^2 - (L - e)^2]}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$f_h = \frac{76,36 \times (6000 - 4600) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 4600)^2]}{48 \times 210 \times 6975 \times 10^4} = 16,12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$$

✓ **Donc la condition n'est pas vérifiée**

Nous devons donc renforcer la semelle supérieure.

VI.5.3. Dimensionnement de poutre de freinage (raidisseurs) :

On a choisi **CAE 120×120×12**

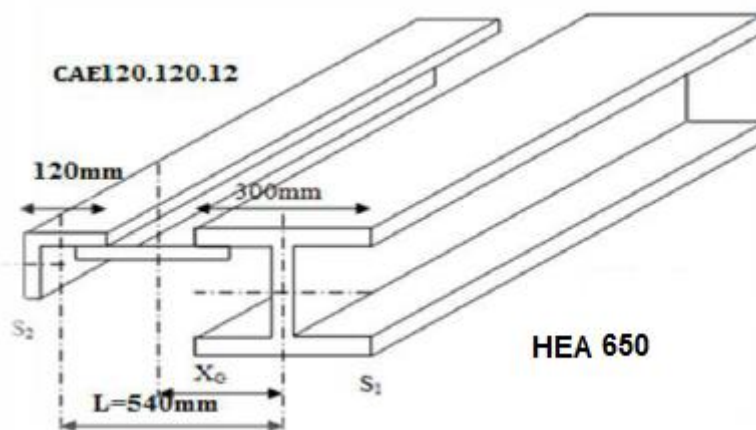


Figure VI. 11: Poutre de freinage

➤ **Détermination de l'inertie de la poutre (freinage)**

$$S_1 \cdot X_G = S_2 \cdot (L - X_G) \quad \text{alors} \quad X_G = \frac{S_2 \cdot L}{S_1 + S_2}$$

L : distance entre axe de gravité de PDR et Cornière.

$$L = 54 \text{ cm}$$

S₁ : section de la membrure supérieure de HEB 650

$$S_1 = b \times t_f = 3,1 \times 30 = 93 \text{ cm}^2$$

$$S_1 = 93 \text{ cm}^2$$

S₂ : section de la cornière CAE 120×12

$$S_2 = 27,54 \text{ cm}^2$$

$$X_G = \frac{27,54 \times 54}{93 + 27,54} = 12,34 \text{ cm}$$

$$X_G = 12,34 \text{ cm}$$

$$I_{eq} = I_{s1} + I_{s2} + [(S_1 \times X_G^2) + S_2(L - X_G)^2]$$

$$I_{eq} = 6975 + 367,67 + [(93 \times 12,34^2) + 27,54 \times (54 - 12,34)^2] = 69301,502 \text{ cm}^4$$

VI.5.4 Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieure :

$$f_h = \frac{76,36 \times (6000 - 4600) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 4600)^2]}{48 \times 210 \times 69301,502 \times 10^4} = 1,621 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

VI.5.5. Choix du rail :

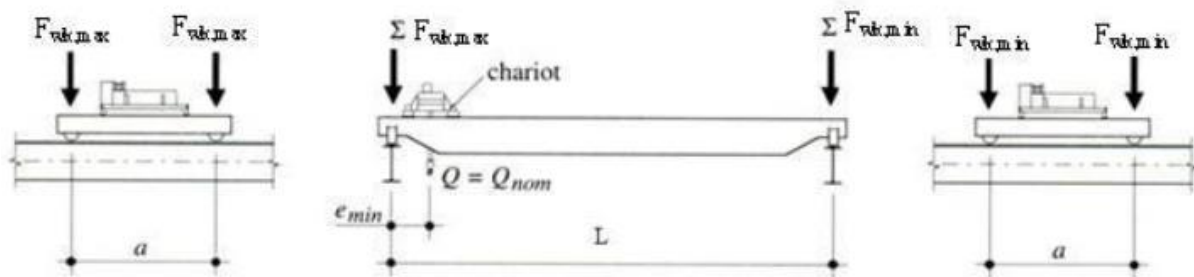


Figure VI. 12: Charge de calcul au galet

$$F_{wd} = \frac{2 \cdot F_{wk,max} + F_{wk,min}}{3}$$

$$\Sigma F_{wk,max} = \frac{1}{L} [(Q_c + Q_{nom}) \times (L - e_{min}) + (Q_p \times \frac{L}{2})]$$

$$\Sigma F_{wk,max} = \frac{1}{30} \times [(8+30) \times (30-1,1) + (44 \times \frac{30}{2})] = 58,606 \text{ T}$$

$$\Sigma F_{wk,max} = 586,06 \text{ KN}$$

$$F_{wk,max} = \frac{\Sigma F_{wk,max}}{2} = \frac{586,07}{2} = 293,03 \text{ KN}$$

$$F_{wk,max} = 293,03 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{wk,min} = \frac{1}{L} [(Q_c + Q_{nom}) \times e_{min} + (Q_p \times \frac{L}{2})]$$

$$\Sigma F_{wk,min} = \frac{1}{30} \times [(8+30) \times 1,1 + (44 \times \frac{30}{2})] = 23,394 \text{ T}$$

$$\Sigma F_{wk,max} = 233,94 \text{ KN}$$

$$F_{wk,min} = \frac{\Sigma F_{wk,min}}{2} = \frac{233,93}{2} = 116,97 \text{ KN}$$

$$F_{wk,max} = 116,97 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } F_{wd} = \frac{2 \times 293,03 + 116,97}{3} = 234,34 \text{ KN}$$

Pour notre cas, on a un pont roulant de 30 t, et une réaction maximale de 23,434 t on va choisir des rails à semelle large, du type BURBACH maintenus avec des crapauds. On choisit un rail A75.

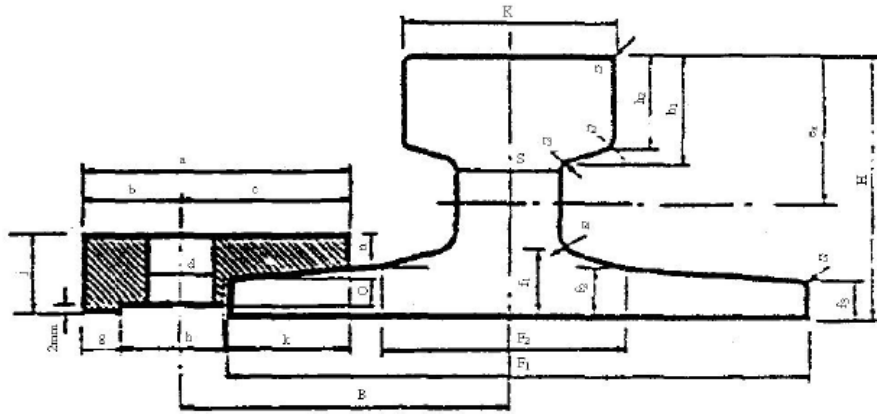


Figure VI. 13: Dessin d'un rail et d'un crapaud.

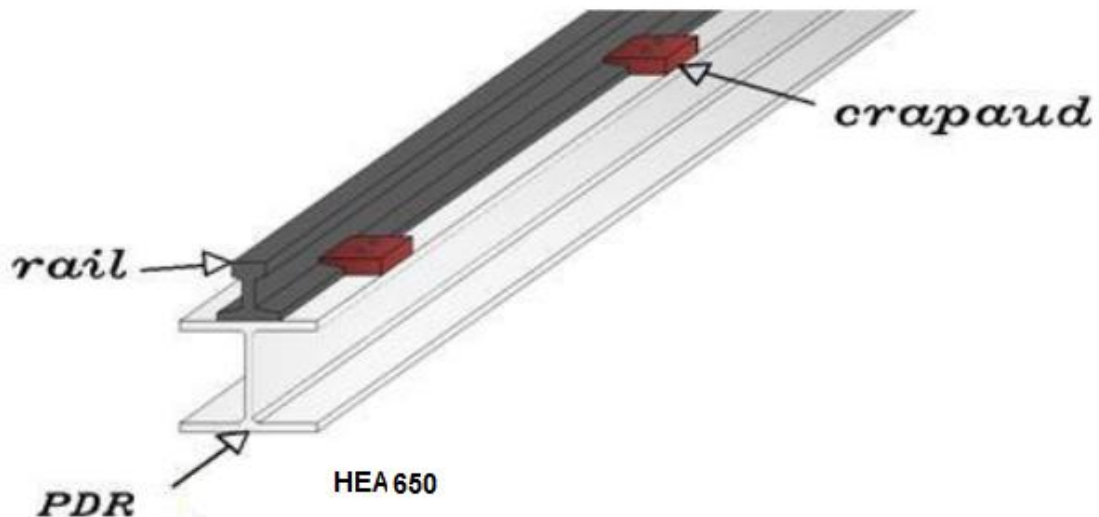


Figure VI. 14: Schéma (Poutre de roulement + rail).

VI.5.6.Vérification de la flèche verticale :

➤ Charges concentrées :

$$f_{v1} = \frac{Q_{rmax} \cdot (l-e) \cdot [3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y}$$

$$f_{v1} = \frac{333,325 \times (6000 - 4600) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 4600)^2]}{48 \times 210 \times 210616,1 \times 10^4} = 2,33 \text{ mm}$$

$$f_{v1} = 2,33 \text{ mm}$$

➤ Charges réparties :

Charges permanentes :

- Charge de rail :

$$G_1 = 0,566 \text{ kN/m}$$

- Charge de la poutre de roulement : $G_2 = 2,248 \text{ KN/m}$
- Charges mobiles appliqués sur la passerelle : $G_3 = 10\% \text{ de } G_2 = 0,2248 \text{ KN/m}$
- $G = 2,248 + 0,2248 + 0,566 = 3,04 \text{ KN/m}$ $G = 3,04 \text{ KN/m}$

$$f_{v2} = \frac{5 \cdot Q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,04 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 210616,6 \times 10^4} = 0,12 \text{ mm} \quad f_{v2} = 0,12 \text{ mm}$$

$$f_{v1} + f_{v2} = 2,33 + 0,12 = 2,45 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

✓ donc la condition est vérifiée.

VI.6. Evaluation des charges :

VI.6.1 Charges verticales :

VI.6.1.1 Calcul du moment max :

$$M_{\max} = \frac{Qr_{\max} \times (2L - e)^2}{8L} \quad \text{si } e \leq 0,586L$$

$$M_{\max} = \frac{Qr_{\max} \times L}{4} \quad \text{si } e \geq 0,586L$$

On a : $e = 4,6 \text{ m}$ et $L = 6 \text{ m}$: $4,6 \geq 3,561$

$$M_{\max} = \frac{333,325 \times 6}{4} = 499,9875 \text{ KN.m} \quad M_{\max} = 499,9875 \text{ KN.m}$$

VI.6.1.2 Calcul de l'effort tranchant max :

$$2Qr_{\max} = R_A + R_B$$

le moment par rapport à B : $M_B = R_A \cdot L - Qr_{\max} \cdot L - Qr_{\max} \cdot (L - e) = 0$

$$T_{\max} = R_A = \frac{2 \cdot Qr_{\max} \cdot L - Qr_{\max} \cdot e}{L}$$

$$T_{\max} = \frac{2 \times 333,325 \times 6 - 333,325 \times 4,6}{6} = 411,1 \text{ KN} \quad T_{\max} = 411,1 \text{ KN}$$

VI.6.2 .Charges horizontales transversales :

$$H_{T.2} = 76,36 \text{ KN} \geq H_{s.2.j.T} = 72,08 \text{ KN}$$

VI.6.2.1 Moment fléchissant :

Calcul du moment fléchissant maximal dû aux charges roulantes

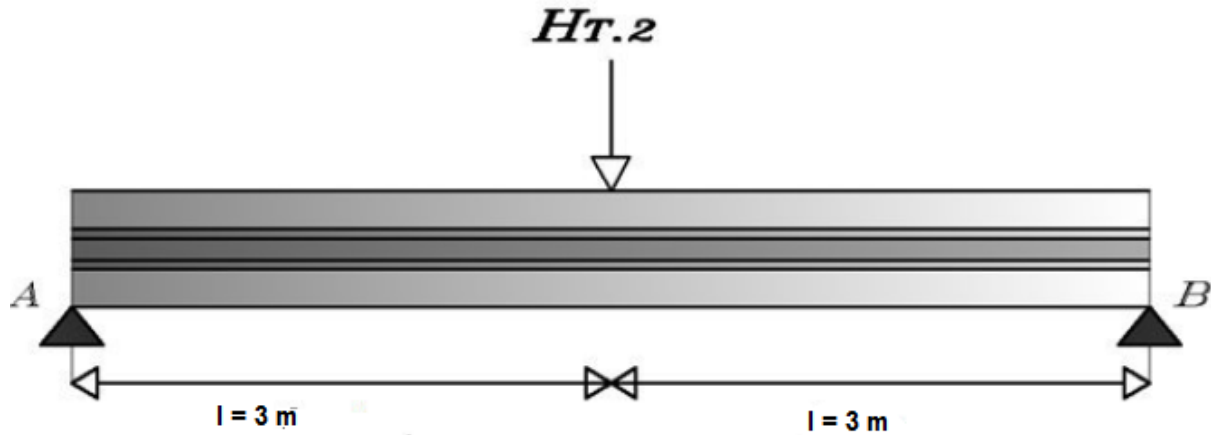


Figure VI. 15: Disposition de la charge horizontale sur PDR des chariots

VI.6.2.2 Calcul du moment max :

En utilisant les lignes d'influence :

$$M(x) = X \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \times H_{T.2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{L}{2}\right) \times \left(1 - \frac{L/2}{L}\right) \times H_{T.2} = \frac{l}{4} \times H_{T.2}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{6}{4} \times 76,36 = 114,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 114,54 \text{ KN.m}$$

VI.6.2.3 Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis.

$$T_{\max} = H_{T.2} = 76,36 \text{ KKN}$$

VI.6.2.4 Charges horizontales longitudinales

$$N = H_{L.1} = H_{L.2} = 36,7845 \text{ KN}$$

Tableau VI. 9: Résumé des charges :

Charges	Verticales	Horizontales transversales	Horizontales longitudinales
R_A	205,55 KN	/	/
R_B		/	/
$M_{\max}$	499,9875 KN.m	144,54 KN.m	/
$T_{\max}$	411,1 KN		/
N	/	/	36,7845 KN

VI-7- Combinaison des charges :**VI.7.1 Charges verticales :****VI.7.1.1 Les charges permanentes :**

$$G_T = 3,04 \text{ KN/m}$$

$$M_G = \frac{3,04 \times 6^2}{8} = 13,68 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 13,68 \text{ KN.m}$$

VI.7.1.2. Les charges variables**➤ Charges verticales :**

$$M_{\max} = 499,9875 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 411,1 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 10: Combinaison des charges verticales (efforts):

	Effort	Calcul	Résultat
ELS	$(G \times l) + T_{\max}$	$(3,04 \times 6) + 411,1$	429,34 KN
ELU	$1,35(G \times l) + 1,5T_{\max}$	$1,35 \times (3,04 \times 6) + 1,5 \times 411,1$	641,274 KN

Tableau VI. 11: Combinaison des charges verticales (moments):

	Effort	Calcul	Résultat
ELS	$M_G + M_{\max}$	$13,68 + 499,9875$	513,67 KN.m
ELU	$1,35M_G + 1,5M_{\max}$	$(1,35 \times 13,68) + (1,5 \times 499,9875)$	768,45 KN.m

VI.7.2. Charges horizontales :

$$M_{\max} = 114,54 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 76,36 \text{ KN}$$

Tableau VI. 12: Combinaison des charges horizontales (efforts):

	Effort	Resultat
ELS	$T_{\max}$	76,36 KN
ELU	$1,5 T_{\max}$	114,54 KN

Tableau VI. 13: Combinaison des charges horizontales (moments):

	Effort	Resultat
ELS	$M_{\max}$	114,54 KN
ELU	$1,5 M_{\max}$	171,81 KN

IV-7-3- Charges horizontales longitudinales :

$$N = 36,7845 \text{ KN}$$

VI.8.Vérification a la flexion bi-axiale :

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

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ pour profilés en H

$$M_{y.sd} : \text{moment fléchissant maximale verticale} \quad M_{y.sd} = 768,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} : \text{moment fléchissant maximale transversale} \quad M_{a.sd} = 171,81 \text{ KN}$$

➤ **Classe du profile :**

$$Ame : \frac{d}{tw} = \frac{534}{16} = 33,38 \leq 72\epsilon = 66,24$$

✓ donc l'âme est de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{tf} = \frac{(b-tw-2r)}{2tf} = \frac{300-16-2 \times 27}{2 \times 31} = 3,71 \leq 10\epsilon = 9,2$$

✓ donc la semelle est de classe 1

Donc la section est de classe 1 : $\gamma_{M0} = 1,1$

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{el.y.rd} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6480,5 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} = 1620000 \text{ KN.mm}$$

$$M_{el.y.rd} = 1620 \text{ KN.m}$$

$$M_{el.z.rd} = \frac{W_{el.z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{932 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} = 233000 \text{ KN.mm}$$

$$M_{el.z.rd} = 233 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{768,45}{1620} \right]^2 + \left[\frac{171,81}{233} \right]^1 = 0,96 \leq 1$$

✓ La condition est vérifiée.

VI.9.Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{sd.max} \leq V_{pl.rd}$$

• $V_{sd,1}$: l'effort tranchant vertical

$$V_{sd,1} = 641,274 \text{ KN}$$

• $V_{sd,2}$: l'effort tranchant transversal

$$V_{sd,2} = 114,54 \text{ KN}$$

Donc $V_{sd.max} = V_{sd,1} = 641,274 \text{ KN}$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2b.t_f + (t_w + 2r).t_f$$

$$A_v = 28600 - 2 \times 300 \times 31 + (16 + 2 \times 27) \times 31 = 12200 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 12200 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12200 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 1760,92 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 1760,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 641,274 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 1760,92 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

VI.10. Vérification au moment et à l'effort axial :

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right]^1 + \left[\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \right]^2 \leq 1$$

✓ Suivant l'axe y-y' :

$$M_{y,sd} = 768,45 \text{ KN}$$

$$M_{el,y,rd} = 1620 \text{ KN}$$

$$N = 36,7845$$

$$N_{el,rd} \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28630 \times 0,275}{1,1} = 7157,5 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{768,45}{1620} \right]^1 + \left[\frac{36,7845}{7157,5} \right]^2 = 0,47 \leq 1$$

✓ donc la condition est vérifiée

➤ Suivant l'axe z-z' :

$$M_{z,sd} = 171,81 \text{ KN}$$

$$M_{el,z,rd} = 233 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{171,81}{233} \right]^1 + \left[\frac{(36,7845)}{(7157,5)} \right]^2 = 0,74 \leq 1$$

✓ donc la condition est vérifiée

VI.11. Vérification au déversement :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd,max} = M_{y,sd} = 768,45$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \dots (\text{EC 3 pt1-1 pg 5-17})$$

avec : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{m0} = 1,1$ (pour profilée de classe 1).

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda^2 LT}}$$

X_{LT} : coefficient de réduction pour déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{cr} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ (pour les profilées laminées) : coefficient d'imperfection de déversement

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

λ_{LT} : L'élancement réduit

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

M_{cr} : moment critique élastique de déversement

Les coefficients C_1 , C_2 s'obtiennent à partir du diagramme de moment (EC3 pt 1-1 pg f-4) :

$C_1 = 1,132$ et $C_2 = 0,459$

$$Z_g = \frac{h}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ mm}$$

I_t : inertie de torsion ($I_t = 749 \text{ cm}^4$).

I_w : inertie de gauchissement ($I_w = \frac{I_z \times h^2}{4}$)

$$h_s^2 = h - t_f = 65 - 1,6 = 63,4 \text{ cm}^2$$

$$I_w = 14047759,27 \text{ cm}^6$$

$$\frac{K}{K_w} = 1$$

G : module de cisaillement ($G = 8077000 \text{ N/cm}^2$)

$$C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 210 \times 13979,4 \times 10^4}{6000^2} = 9101,46 \text{ KN}$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \frac{14047759,27}{13979,4} = 1004,89 \text{ cm}^2$$

$$\frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} = \frac{(1 \times 6000)^2 \times 80,77 \times 739,2 \times 10^4}{3,14^2 \times 210 \times 13979,4 \times 10^4} \times 10^{-2} = 742,59 \text{ cm}^2$$

$$(C_2 \cdot Z_g)^2 = (0,459 \times 32,5)^2 = 222,53 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 9101,46 \times \left[\sqrt{1004,89 + 742,59 + 222,53} - 14,9175 \right]$$

$$M_{cr} = 268195,4 \text{ KN.cm}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 7319,9 \times 0,275}{2681,954}} = 0,87$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,87 - 0,2) + 0,87^2] = 0,95$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{(0,95^2 - 0,87^2)}} = 0,75$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,75 \times 1 \times 7319,9 \times 10^{-3} \times 0,275}{1,1} \times 10^{-3} = 1372,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 768,45 \leq M_{b,rd} = 1372,48 \text{ KN.m}$$

✓ donc la condition est vérifiée

VI.12. Vérification à l'écrasement :

$$R_{sd} \leq R_{y,rd}$$

avec : $R_{sd} = Q_{r,max} = 333,325 \text{ KN}$

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{max}}{W_{ely}} = \frac{499,9875}{6480,5} = 0,07715261 \text{ KN/mm}^2 \quad \sigma_{f,Ed} = 77152,61 \text{ KN/m}^2$$

$$S_y = K_R \times \left[\frac{I_f + IR}{tw} \right]^{1/3} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma m_0 \times \sigma_{f,Ed}}{f_y} \right)^2}$$

$K_R = 3,25$ (le rail du pont est monte directement sur la semelle)

$$I_f = \frac{b \times t f^3}{12} = \frac{300 \times 31^3}{12} = 744775 \text{ mm}^4$$

$$I_r = 545 \times 10^4$$

$$S_y = 3,25 \times \left[\frac{744775 + 5450000}{16} \right]^{1/3} \times \sqrt{1 - \left(\frac{1,1 \times 0,07715261}{0,275} \right)^2} = 225,31 \text{ mm}$$

$$R_{y,rd} = \frac{S_y \times tw \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$R_{y,rd} = \frac{225,31 \times 16 \times 0,275}{1,1} = 901,24 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = 333,325 \text{ KN} \leq R_{y,rd} = 901,24 \text{ KN}$$

✓ donc la condition est vérifiée

La résistance à l'écrasement est vérifiée pour **HEB650**.

VI.13. Vérification à l'enfoncement local .:

➤ 1^{er} condition : $F_{sd} \leq R_{a,rd}$

$$F_{sd} = Q_{r,max} = 333,325 \text{ KN}$$

$$R_{a,rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_y w} \cdot \frac{\sqrt{\frac{t_f}{tw} + 3 \cdot \frac{tw}{t_f} \cdot \frac{ss}{d}}}{\gamma m_1}$$

$$\frac{ss}{d} \leq 0,2 \rightarrow \frac{ss}{d} = 0,2$$

$$R_{a,rd} = 0,5 \times 16^2 \times \sqrt{210 \times 0,275} \times \frac{\sqrt{\frac{31}{16} + 3 \times \frac{16}{31} \times 0,2}}{1,1} = 1504,682 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 333,325 \text{ KN} \leq R_{a,rd} = 1504,682 \text{ KN}$$

✓ donc la condition est vérifiée

➤ 2^{ème} condition : $M_{sd} \leq M_{c,rd}$

$$M_{sd} = M_{\max} = 499,9875 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,rd} = 1620 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 499,9875 \text{ KN.m} \leq M_{c,rd} = 1620 \text{ KN.m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

➤ 3^{ème} condition :

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} \leq 1,5$$

$$\frac{333,325}{1504,682} + \frac{499,9875}{1620} = 0,53 \leq 1,5$$

✓ donc la condition est vérifiée.

VI.14. Vérification à la résistance au voilement :

La résistance de calcul $R_{b,rd}$ au voilement d'âme d'un profilé I ou H est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé.

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

- A_w : aire de l'âme

$$A_w = t_w \times d = 16 \times 534 = 8544 \text{ mm}^2$$

- A_{fc} : aire de semelle comprimée

$$A_{fc} = t_f \times b = 31 \times 3000 = 93000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{534}{16} = 33,38 \leq 0,3 \times \frac{210}{0,275} \times \sqrt{\frac{8544}{9300}} = 210,74$$

✓ donc la condition est vérifiée.

VI.15.Conclusion :

D'après cette série de vérifications, le profile **HEB650** choisi convient comme poutre de roulement de telle manière, qu'il assure une bonne résistance aux différentes sollicitations.

Et pour les autres éléments on adopte le Rail **A75**.

Chapitre VII : Etude sismique

Chapitre VII : Etude sismique

VII.1. Introduction :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante celle-ci est dangereuse pour la vie humaine à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages. Cette activité séismique résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique.

A cet effet, une bonne conception de l'ouvrage et des méthodes de calcul des efforts sismiques sont exigées par le RPA 99 version 2003 afin d'assurer une protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

VII.2 .Différents méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modèle spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VII.3.Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

VII.3.1.Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique II : (TABINANET) et il a une hauteur de 12,25 m inférieur 30 m.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente

VII.3.2.Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VII.3.3.Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale applique à la base du structure est donné par la formule suivant :

(Voir RPA 4.1.3 Page 39)

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

Avec :

- **V** : effort tranchant total agissant à la base de la structure dans les deux directions horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).
- **A** : Coefficient d'accélération des zones.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : facteur de qualité.
- **W** : poids actif de la structure.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Le hangar (bâtiment à industriels) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone Sismique II. Donc **A = 0,15**

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :

(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \rightarrow T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 28).

D'où : $T_2 = 0,50s$

$$\xi = 5\% \begin{cases} \text{Remplissages dense} \\ \text{Portique en acier} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page40).

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

Puisque : $\xi = 5\%$ **Donc : η = 1.**

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par les formules empiriques suivantes :

- **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans le sens transversale et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{Avec : } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

- h : hauteur mesurée en mètre a partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 12,5 \text{ m}$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

$D = 30 \text{ m}$: est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcule Considérée.

Donc:

$$T = \min \begin{cases} 0,05 \times 12,5^{3/4} = 0,33 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{12,5}{\sqrt{30}} = 0,20 \text{ s} \end{cases}$$

Donc: $T_x = 0,20 \text{ s}$

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinale de type portique auto stable en Acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0,05$

$$T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$D = 48 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Donc: } T = \min \begin{cases} 0,05 \times 12,5^{3/4} = 0,33 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{12,5}{\sqrt{48}} = 0,16 \text{ s} \end{cases}$$

Donc: $T_y = 0,15 \text{ s}$

On est dans le cas ou $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

$$D = 2,5$$

c) Détermination du facteur de qualité Q:

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 44).}$$

Tableau VII. 1: Facteur de qualité

Critère	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

d) Détermination de R :

On prend la valeur de R.....(voir tableau (4.3) (p42))

On a :

Catégorie : B (acier)

- Sens transversal : portique auto stable ordinaire : $R_X = 4$
- Sens longitudinal : portique auto stable ordinaire : $R_Y = 4$

e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum_{i=0}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.
- W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondérationtableau 4.5

Donc : $\beta = 0.4$ (hangar) (Voir RPA p 45)

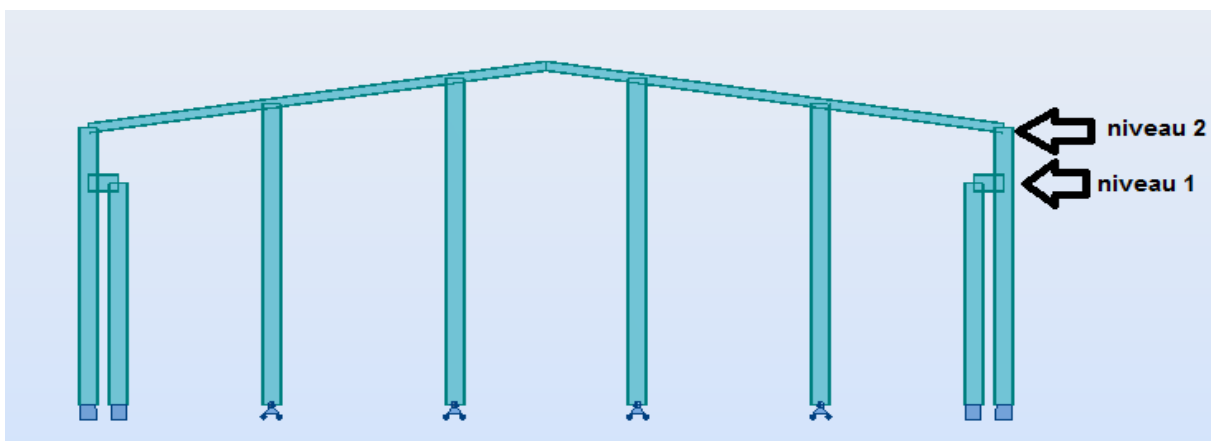


Figure VII. 1: Répartition par niveau

➤ **Pour 1^{er} niveau :****Tableau VII. 2: Les charges permanentes pour 1^{er} niveau**

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/ élément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total
Poteaux composé	2HEB650	4,496	35,968	8	18	647,424
Potelet	IPE360	0,571	4,568	8	4	18,272
Lisse	UPN140	0,164	0,984	6	106	104,304
Console	HEB650	2,248	2,248	1	18	40,464
Pont roulant	30 T	/	/	/	/	520
Poutre de roulement	HEB650	2,248	13,488	6	16	215,808
Poutre de freinage	L120x120x2	0,2162	1,2972	6	16	20,7552
Rail	A75	0,566	3,396	6	16	54,336
Bardage	LL35	0,14	/	/	/	122,64
Stabilité	UPN 180	0,225	1,62	7,21	16	25,96
Total	/	/	/	/	/	1796,9632

➤ **Pour 2^{eme} niveau :****Tableau VII. 3: Les charges permanentes pour 2^{eme} niveau**

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/ élément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total
Poteaux composé	2HEB650	4,496	8,992	2	18	161,856
Potelet	IPE360	0,571	(1,6559; 2,1698)	(2,9; 3,8)	4	7,6514
Lisse	UPN140	0,164	0,984	6	16	15,744
Contreventement	L 90×90×9	0,122	0,9455	7,75	8	27,788
			0,854	7	16	
			0,82	6,72	8	
Couverture	panneaux sandwich +accessoire	0,17		1456,32	/	247,5744
Panne	IPE140	0,129	0,774	6	208	160,992

Bardage	LL35	0,14	/	/	/	32,13
Sablier	HEA220	0,505	3,03	6	16	48,48
Stabilité	UPN180	0,225	1,6116	6,32	8	12,8928
Traverse	HEA200	0,423	6,42	15,17	4	25,67
Total	/	/	/	/	/	740,7786

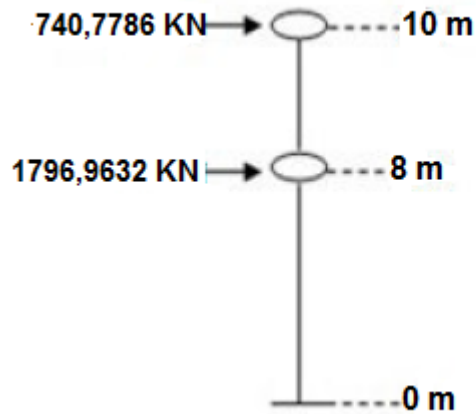


Figure VII. 2: Répartition des masses par niveau

➤ **Charge d'exploitation :**

- Pour 1^{er} niveau 100 KN.
- Pour 2^{eme} niveau 0KN.

Tableau VII. 4: Poids total de la structure

Niveau	W_{gi} (kN)	W_{Qi} (KN)	$0,4.W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
1 ^{er} niveau	1796,9632	100	40	1936,9632
2 ^{eme} niveau	740,7786	0	0	740,7786
total	/	/	/	2677,7418

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

➤ **Sens transversal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 2677,7418 = 301,25 \text{ KN}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 2677,7418 = 301,25 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base

$$V = 301,25 \text{ KN}$$

VII.3.4.Distribution de la force sismique sur les niveaux :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure.

Selon les formules suivantes (voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = f_t + \sum f$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

T_x et $T_y < 0.7s$ donc $F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t).W_i.h_i}{\sum_{i=0}^n W_i.h_i} \dots\dots(RPA \text{ formule 4.11 p 47})$$

$$F_1 = \frac{V.W_1.h_1}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V.W_2.h_2}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 5: Les résultants de la distribution de la force sismique globale V

Niveaux	Wi (KN)	hi (m)	Wi.hi (KN)	F (KN) transversal	F (KN) longitudinal
1er	1936,9632	8	15495,7056	203,82	203,82
2eme	740,7782	10	7407,782	97,43	97,43

VII.4. Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse C_g (X_g , Y_g) sont données par la formule suivante :

$$X_g = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_g = 15,372 \text{ m} \\ Y_g = 24,637 \text{ m} \end{cases}$

b) Centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion $C_t(X_t, Y_t)$ sont données par la formule suivante:

$$X_t = \frac{\sum I_{xi}.X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum I_{yi}.Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_t = 15 \text{ m} \\ Y_t = 24 \text{ m} \end{cases}$

c) Excentricité:**➤ Excentricité réel :**

- $ex = X_g - X_t = 15,372 - 15 = 0,372$ **ex = 0,372 m**
- $ey = Y_g - Y_t = 24,637 - 24 = 0,637$ **ey = 0,637 m**

Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = ex = ey = \text{MAX} \left(\frac{\text{MAX} \begin{cases} ex=0,372 \\ ey=0,637 \end{cases}}{\begin{matrix} 5\%(30)=1,5 \\ 5\%(48)=2,4 \end{matrix}} \right) \text{ donc : } \begin{cases} ex = 1,5 \\ ey = 2,4 \end{cases}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

- F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k
- $F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.
- d_i : la distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY.

➤ Sense transversal :

$F_t = 203,82 \text{ KN}$; $F_t = 97,43 \text{ KN}$

$ex = 1,5\text{m}$; $2I_y = (2\text{HEB650})$

Tableau VII. 6: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ex	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_{yi} \cdot d_i^2$	F_i^k (KN)	
N1	203,82	$\frac{2I}{18I}=0,11$	1,5	1	2I × 24	4320I	1	25,82
				2	2I × 18		2	24,97
				3	2I × 12		3	24,12
				4	2I × 6		4	22,84
				5	2I × 0		5	22,42
				6	2I × 6		6	22,84
				7	2I × 12		7	24,12
				8	2I × 18		8	24,97
				9	2I × 24		9	25,82
N2	97,43	$\frac{2I}{18I}=0,11$	1,5	1	2I × 24	4320I	1	11,53
				2	2I × 18		2	11,33
				3	2I × 12		3	11,12
				4	2I × 6		4	10,92
				5	2I × 0		5	10,72
				6	2I × 6		6	10,92
				7	2I × 12		7	11,12
				8	2I × 18		8	11,33
				9	2I × 24		9	11,53

➤ Sens longitudinal :

$F_t = 203,82 \text{ KN}$; $F_t = 97,43 \text{ KN}$

$e_y = 2,4 \text{ m}$; $I_z = (2\text{HEB650})$

Tableau VII. 7: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ex	$I_{yi}.d_i$		$\sum I_{yi}.d_i^2$	F_i^k (KN)	
N1	203,82	$\frac{9I}{18I}=0,5$	2,4	1	$9I \times 15$	4050I	1	118,22
				2	$9I \times 15$		2	118,22
N2	97,43	$\frac{9I}{18I}=0,5$	2,4	1	$9I \times 15$	4050I	1	56,51
				2	$9I \times 15$		2	56,51

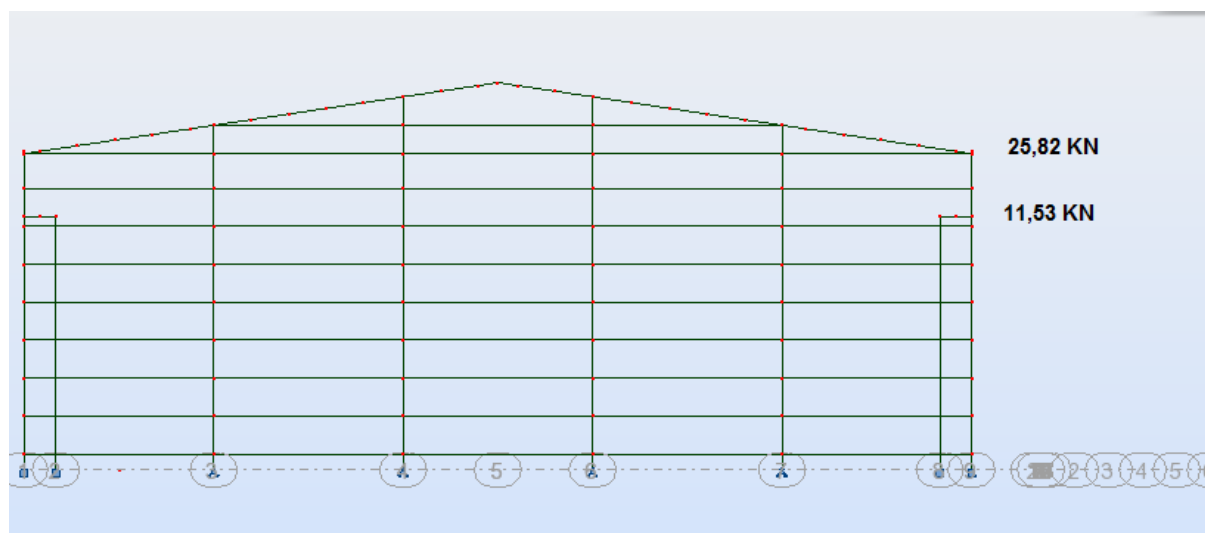


Figure VII. 3: Distribution de la force sismique sur le 2eme portique le plus chargé (file 1) sens transversal

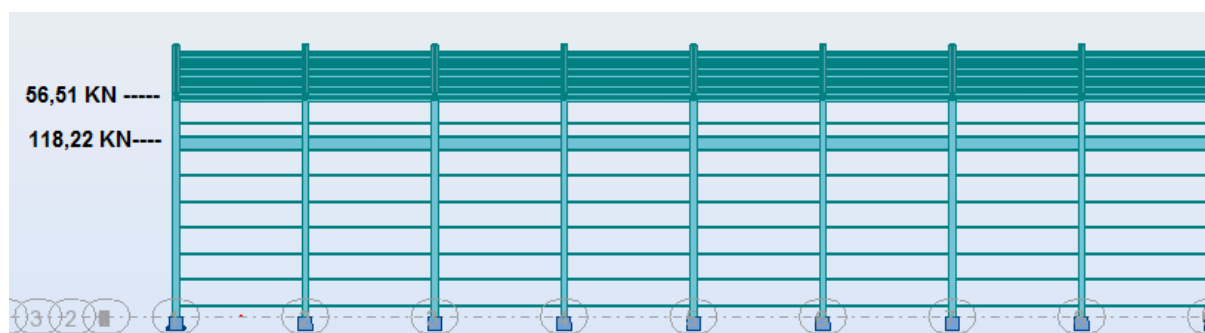


Figure VII. 4: Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale

VII.5.Calcul de l'effort tranchant V à la base .:

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

• Dans le sens transversal :

Le système de contreventement dans le sens transversale et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

- h : hauteur mesurée en mètre a partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 12,5 \text{ m}$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

$D = 30 \text{ m}$: est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcule Considérée.

Donc:

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 12,5^{3/4} = 0,33 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{12,5}{\sqrt{30}} = 0,20 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc: $T_x = 0,20 \text{ s}$

➤ Dans le sens longitudinal :

Le système de contreventement dans le sens longitudinale de type portique auto stable en Acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0,05$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

$D = 48 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcule Considérée.

$$\text{Donc: } T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 12,5^{3/4} = 0,33 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{12,5}{\sqrt{6}} = 0,46 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc: $T_y = 0,33 \text{ s}$

On est dans le cas ou $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

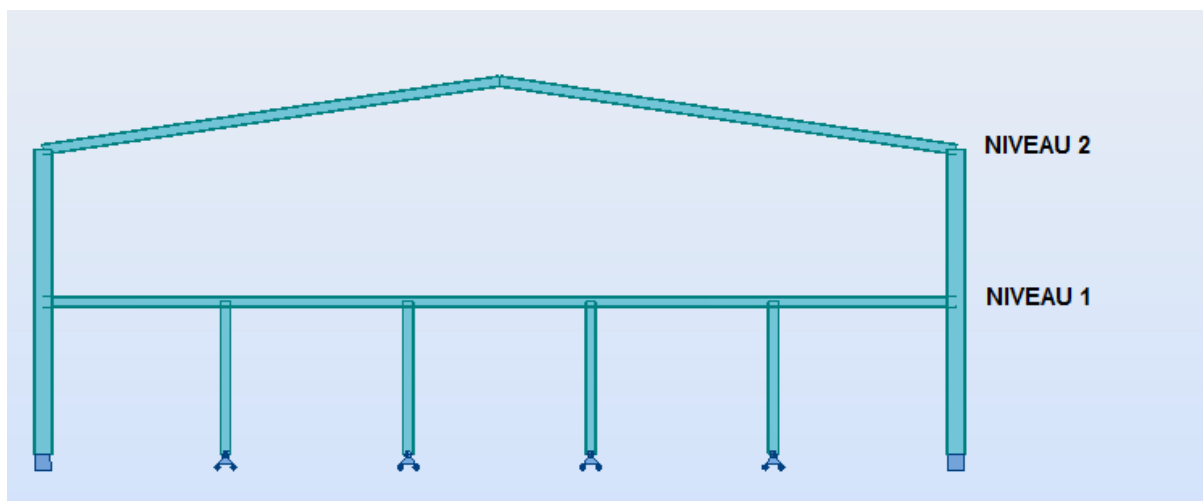


Figure VII. 5: Répartition par niveau

➤ Pour 1er niveau :

Tableau VII. 8: Les charges permanentes pour RDC

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/élément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total
Poteaux	HEB650	2,248	11,24	5	4	44,96
Potelet	IPE360	0,571	2,855	5	4	11,42
Lisse	UPN140	0,164	0,984	6	106	61,992
Soulive	IPE220	0,262	1,572	6	25	39,3
Poutre maitresse	IPE330	0,491	2,946	6	10	29,46
Poutre secondaire	IPE220	0,505	3,03	6	6	18,18
Planche	/	2,24KN/m ²	/	180m ²	/	403,2
Stabilité	UPN 180	0,225	1,62	7,21	4	6,48
Total	/	/	/	/	/	615

➤ Pour 2eme niveau :

Tableau VII. 9: Les charges permanentes pour 1er l'étage

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/élément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total
Poteaux	HEB650	2,248	11,24	5	4	44,96
Potelet	IPE360	0,571	3,37	5,9	2	15,53
			3,88	6,8	2	

Lisse	UPN140	0,164	0,984	6	36	35,424
Contreventement	L 90×90×9	0,122	0,9455	7,75	4	13,894
			0,854	7	8	
			0,82	6,72	4	
Couverture	panneaux sandwich +accessoire	0,17		1456,32	/	247,5744
Panne	IPE140	0,129	0,774	6	26	20,124
Bardage	LL35	0,14	/	/	/	32,13
Sablier	HEA220	0,505	3,03	6	2	6,06
Stabilité	UPN180	0,225	1,6245	7,22	4	12,186
			1,422	6,32	4	
Traverse	HEA200	0,423	6,42	15,17	4	25,67
Total	/	/	/	/	/	453,5524

➤ **Charge d'exploitation :**

- Pour RCD 250 KN.
- Pour 1^{er} étage 0KN.

Tableau VII. 10: Poids total de la structure

Niveau	W_{gi} (kN)	W_{Qi} (KN)	$0,4.W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
RCD	615	250	100	715
1 ^{er} étage	453,5524	0	0	453,5524
total	/	/	/	1168,5524

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

➤ **Sens transversal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1168,5524 = 131,46 \text{ KN}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1168,5524 = 131,46 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base

$$V = 131,46 \text{ KN}$$

VII.7.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure.

Selon les formules suivantes (voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = f_t + \sum f$$

f_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$f_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

T_x et $T_y < 0.7s$ donc $f_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - f_t).W_i.h_i}{\sum_{i=0}^n W_i.h_i} \dots\dots(RPA formule 4.11 p 47)$$

$$F_1 = \frac{V.W_1.h_1}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V.W_2.h_2}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** est résumées dans le tableau Suivante :

Tableau VII. 11: Les valeurs du la force sisméque

Niveaux	Wi (KN)	hi (m)	Wi.hi (KN)	F (KN) transversal	F (KN) longitudinal
1er	715	5	3575	80,44	80,44
2eme	453,5524	5	2267,762	51,02	51,02

VII.8.1. Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse $C_g (X_g, Y_g)$ sont données par la formule suivante :

$$X_g = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_g = 15 \text{ m} \\ Y_g = 3 \text{ m} \end{cases}$

b) Centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion $C_t (X_t, Y_t)$ sont données par la formule suivante:

$$X_t = \frac{\sum I_{xi}.X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum I_{yi}.Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_t = 15 \text{ m} \\ Y_t = 3 \text{ m} \end{cases}$

c) Excentricité:

➤ Excentricité réel :

- $e_x = X_g - X_t = 0$ **$e_x = 0 \text{ m}$**
- $e_y = Y_g - Y_t = 0$ **$e_y = 0 \text{ m}$**

➤ Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = e_x = e_y = \text{MAX} \left(\frac{\text{MAX} \begin{cases} e_x=0 \\ e_y=0 \end{cases}}{5\%(30)=1,5} \right) \text{ donc : } \begin{cases} e_x = 1,5 \\ e_y = 0,15 \end{cases}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

- F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k
- $F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.
- d_i : la distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY.

➤ Sense transversal :

$$F_t = 203,82 \text{ KN} ; F_t = 97,43 \text{ KN}$$

$$e_x = 1,5 \text{ m}$$

Tableau VII. 12: Distribution des efforts sismique sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ex	$I_{yi}.d_i$		$\sum I_{yi}.d_i^2$	F_i^k (KN)	
RCD	80,44	$\frac{6I}{2.6I}=0,5$	1,5	1	$6I \times 3$	108I	1	60,33
				2	$6I \times 3$		2	60,33
1 étage	51,02	$\frac{6I}{2.6I}=0,5$	1,5	1	$6I \times 3$	108I	1	38,265
				2	$6I \times 3$		2	38,265

➤ **Sens longitudinal :**

$F_t = 80,44$ KN ; $F_t = 51,02$ KN

$e_y = 2,4$ m ;

Tableau VII. 13: Distribution des efforts sismique sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversale

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ex	$I_{yi}.d_i$		F_i^k (KN)	
RCD	80,44	$\frac{13979,4}{36265,5}=0,38$	0,15	1399,4	15	A	10,73
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	10	B	4,5
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	5	C	2,25
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	0	D	2,24
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	5	E	2,25
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	10	F	4,5
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		1399,4	15	G	10,73
		$\frac{13979,4}{36265,5}=0,38$					

N2	51,02	$\frac{13979,4}{36265,5}=0,38$	0,15	1399,4	15	A	17,8
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	10	B	4,17
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	5	C	3,73
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	0	D	3,71
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	5	E	3,73
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		2768,9	10	F	4,17
		$\frac{2768,9}{36265,5}=0,08$		1399,4	15	G	17,8
		$\frac{13979,4}{36265,5}=0,38$					

VII. 9. Conclusion :

Le long de ce chapitre, nous avons évalué les efforts sismiques qui influents sur notre hangar qui seront pris en considération lors des calculs de dimensionnement des portiques dans le chapitre suivant.

II.10. Calcul de joint sismique :

VII.10.1. Justification de la sécurité :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations et la stabilité de forme (effets-A) sont simultanément.

VII.10.2. Justification de la largeur des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{\min}$ satisfait la condition suivante :

$$D_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ : déplacements maximaux des deux blocs

VII.10.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique

R : coefficient de comportement

Coefficient de comportement R:

D'après le tableau 4.3 de RPA

Hangar1:

Ossature contreventée portique auto stable ordinaire: $R=4$ dans le sens longitudinal.

Hangar2 :

Ossature contreventée par palées de stabilité en x avec portique auto stable : $R=4$ dans le Sens longitudinal.

➤ **Les déplacements :**

D'après logiciel Auto desk Robot structural analyse 2014 on a obtenu les déplacements de chaque hangar sous l'effet de séisme :

Hangar1 :

$$\delta_{ek1max} = 1,31 \text{ cm}$$

Hangar2 :

$$\delta_{ek2max} = 1,27 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = R_1 \delta_{ek1} = 31,4 \times 4 = 52,41 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = R_2 \delta_{ek2} = 122,7 \times 4 = 50,81 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) = 15 + (52,41 + 50,81) = 118,2 \text{ mm}$$

on prendra $d_0 = 12 \text{ cm}$

VII.11.Conclusion :

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la Stabilité des structures, dans notre cas l'effort de séisme joue un rôle très important lors du Dimensionnement des stabilités et des portiques.

Chapitre VIII : contreventements et stabilité

Chapitre VIII : Contreventements et stabilité

VIII.1. Introduction :

Les stabilités et les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan des pignons « palées de stabilité ».

Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V ou en Vrenversé.

Pour notre hangar on a utilisé des palées de stabilité en X et des poutres au vent en X.

➤ Sens longitudinal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutres au vent et palées de stabilité.

➤ Sens transversal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto-stables ordinaires.

VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent » :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées des cornières qui sont fixées sur les traverses (ou fermes). Leur rôle est de reprendre les efforts du vent en pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.

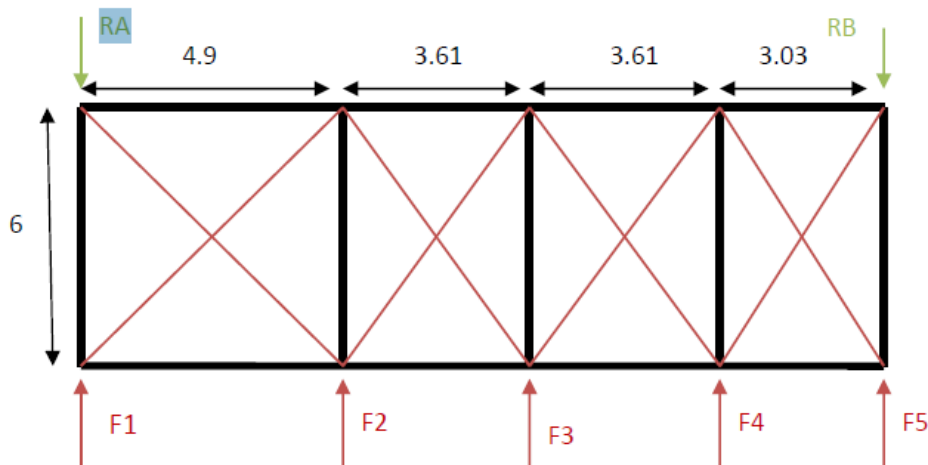


Figure VIII. 1: Schématisation des efforts sur la poutre au vent.

VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{avec : } i = 1, 2, 3$$

V_e : Vent extrême suivant pignon $V_e = 1,288 \text{ kN/m}^2$.

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

S_i : La surface sous le vent.

➤ **Calcul de force de frottement**

$$\frac{d}{b} = \frac{96}{30} = 3.2m$$

$$\frac{d}{h} = \frac{96}{12.25} = 7.8 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée donc on va considérer les forces de frottements

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure.....)

$$C_f = 0.04$$

➤ **Pour la toiture :**

$$S_{fr} = 96 \times 30 = 2880m^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_f \times S_{fr} = 0.88 \times 0.04 \times 1920 = 67.58KN$$

➤ **Pour la paroi verticale :**

$$S_{fr} = 96 \times 30 = 2880m^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_f \times S_{fr} = 0.88 \times 0.04 \times 1920 = 67.58KN$$

$$\text{Donc : } F_{fr} = 107.13 + 67.58 = 174.71KN$$

➤ **Les forces au niveau de la toiture est donnée par**

$$F_{fr} = 174.71KN \text{ et } V_e = 1.19KN / m^2$$

➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_1 = 2.45 \times \frac{10}{2} = 12.25m^2$$

$$S_2 = 4.9 \times \frac{10.7}{2} = 26.2m^2$$

$$S_3 = 20.34m^2$$

$$S_4 = 21.3m^2$$

$$S_5 = 3.03 \times \frac{12.25}{2} = 18.55m^2$$

Les résultats de **F_i** sont les suivant :

$$F_1 = (V_I \times S1) + \frac{F_{fr}}{n} = (1.19 \times 12.25) + \frac{174.71}{13} = 28 \text{ KN}$$

$$F_2 = (V_I \times S2) + \frac{F_{fr}}{n} = (1.19 \times 26.2) + \frac{174.71}{13} = 44.66 \text{ KN}$$

$$F_3 = 37.64 \text{ KN}$$

$$F_4 = 38.78 \text{ KN}$$

$$F_5 = 38.78 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des réactions**

$$\sum \overrightarrow{F_{ext}} = 0$$

$$R_A + R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + F_5}{2} = 166.77 \text{ KN}$$

VIII.2.2. Effort de traction dans les diagonales :

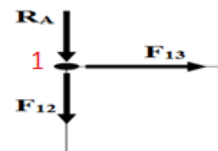
$$\tan \alpha = \frac{6}{4.9} \Rightarrow \alpha = 50.75^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{6}{3.61} \Rightarrow \beta = 59^\circ$$

$$\tan \gamma = \frac{6}{3.03} \Rightarrow \gamma = 63.2^\circ$$

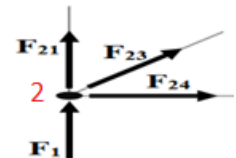
Nœud 1 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \rightarrow F_{12} = -166.77 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$



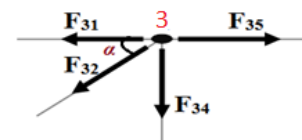
Nœud 2 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} - F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{23} = -251.5 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{24} = 159.12 \text{ KN} \end{cases}$$

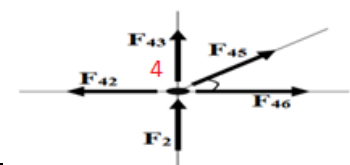


Nœud 3 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{34} = -194.75 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{35} = 159.12 \text{ KN} \end{cases}$$



Nœud 4 :



$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \beta = 0 \rightarrow F_{45} = -279.3 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \beta = 0 \rightarrow F_{46} = -15.42 \text{ KN} \end{cases}$$

Nœud 5 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{56} + F_{54} \cdot \sin \beta = 0 \rightarrow F_{56} = -239.4 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} + F_{54} \cdot \cos \beta = 0 \rightarrow F_{57} = 302.8 \text{ KN} \end{cases}$$

Nœud 6 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_3 + F_{65} + F_{67} \cdot \sin \beta = 0 \rightarrow F_{67} = -322.7 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos \beta = 0 \rightarrow F_{68} = 150.4 \text{ KN} \end{cases}$$

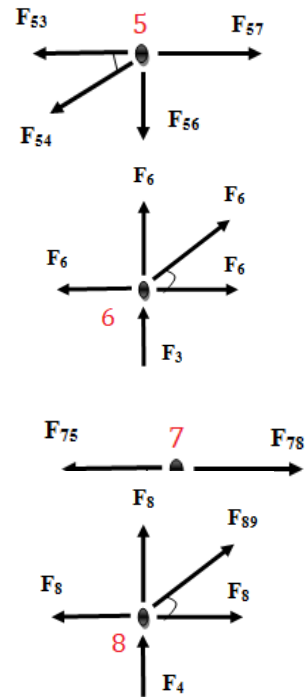
Nœud 7 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{74} + F_{76} \cdot \sin \beta = 0 \rightarrow F_{74} = -276 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{78} - F_{75} - F_{76} \cdot \cos \beta = 0 \rightarrow F_{78} = 209.42 \text{ KN} \end{cases}$$

Nœud 8 :

$$\begin{cases} A_{net} = A - A_b = 13.4 \text{ cm}^2 \\ Y \rightarrow F_4 + F_{87} + F_{89} \cdot \sin \gamma = 0 \rightarrow F_{89} = -196.5 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{810} - F_{86} + F_{89} \cdot \cos \gamma = 0 \rightarrow F_{810} = -59.05 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort externe dans les diagonales est de : $N_{sd} = 322.7 \text{ KN}$



VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales :

➤ Section des diagonales :

On a : $A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{322.7 \times 1.1}{0.275 \times 10^6} = 12.9 \text{ cm}^2$; $N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$

Donc on prend une cornière (L 90×90×9) de section $A=15.5 \text{ cm}^2$ avec des boulons ordinaires M20, classe 8.8

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd}$

$$N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$$

$$\bullet N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\bullet \quad N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\bullet \quad N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 \quad ; \quad \gamma_{M2} = 1.25 \quad ; \quad f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad A = 15.5 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{15.5 \times 275}{1.1} = 387.5 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 1340 \times 430}{1.25} = 414.8 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{1340 \times 275}{1.1} = 335 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 322.7 \text{ KN} \leq N_{net,Rd} = 335 \text{ KN}$$

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (**L×90×90×9**) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VIII.3 Étude des palées de stabilité :

La palée de stabilité est un contreventement verticale qui assure la reprise des charges horizontales, et d'assurer leur cheminement jusqu'aux fondations. Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse sont :

- Les effets sismiques.
- La réaction de la poutre au vent

VIII.3.1 Calcul des diagonales :

La palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts horizontaux sollicitant l'ouvrage.

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- ✓ La Réaction de la poutre au vent
- ✓ L'effort sismique.
- ✓ L'effort horizontal longitudinal du pont roulant. H_L .

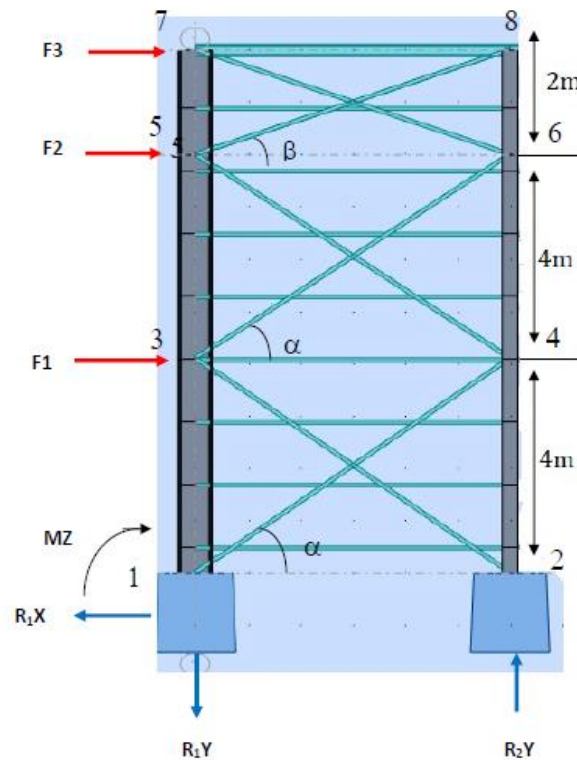


Figure VIII. 2: Dimensions de la palée de stabilité

VIII .3.1. Calcul des angles des diagonales :

$$\tan \alpha = \frac{4}{6} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.4^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{2}{6} = 0.33 \Rightarrow \beta = 18.3^\circ$$

VIII .3.2. Longueur des diagonales :

$$D_1 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7.2m$$

$$D_2 = \sqrt{2^2 + 6^2} = 6.3m$$

$$F_1 = 1,25 \times E_{y1} = 1,25 \times 199.32 = \mathbf{261.4 \text{ kN}}$$

$$F_2 = 1,25 \times E_{y2} = 1,25 \times 199.32 = \mathbf{261.4 \text{ kN}}$$

$F_3 = \text{Max} [R_B, 1,25 E_{y3}] = \text{Max} [166.77 ; 114.15] = \mathbf{166,77 \text{ kN}}$
 Le cas le plus défavorable est $F_1 = 261,4 \text{ kN}$.

VIII.3.3. Calcul des réactions :

$$\begin{cases} \sum \frac{F}{x} = 0 \Rightarrow R_x = F_1 + F_2 + F_3 = 689.57kN \\ \sum \frac{M}{y} = 0 \Rightarrow 6F_1 + 9F_2 + 11F_3 = 6R_{2y} \Rightarrow R_{2y} = \frac{6F_1 + 9F_2 + 11F_3}{6} = 959.25kN \\ \sum F/y = 0 \Rightarrow R_{1y} = -R_{2y} = -959.25kN \end{cases}$$

1) Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminé les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité :

Les diagonales les plus sollicitées sont les suivantes :

Nœud 1:

$$\begin{cases} /x: F_{14} \cos \alpha - R_x = 0 \Rightarrow F_{14} = 826kN \\ /y: F_{13} - R_{1y} + F_{14} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{13} = -1414kN \end{cases}$$

Nœud2:

$$\begin{cases} /x: F_{23} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{23} = 0kN \\ /y: F_{24} - R_{2y} = 0 \Rightarrow F_{24} = -959.25kN \end{cases}$$

Nœud3:

$$\begin{cases} /x: F_{34} + F_1 + F_{36} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{36} = 545.8kN \\ /y: F_{35} - F_{31} + F_{36} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{35} = 300.4kN \end{cases}$$

Nœud4:

$$\begin{cases} /x: F_{43} = -F_{41} \cos \alpha = 689.58kN \\ /y: F_{46} = F_{41} \sin \alpha + F_{42} = -504.55kN \end{cases}$$

Nœud5:

$$\begin{cases} /x: F_{58} = \frac{-F_2 + F_{56}}{\cos \beta} = 735kN \\ /y: F_{57} = F_{53} - F_{58} \sin \beta = -333.17kN \end{cases}$$

Nœud6:

$$\begin{cases} /x: F_{65} = F_{36} \cos \beta = 517.4kN \\ /y: F_{68} = F_{63} \sin \beta + F_{64} = 333.17kN \end{cases}$$

Nœud7:

$$\begin{cases} /x: F_{78} = -F_1 = 261.4kN \\ /y: F_{75} = 333.17kN \end{cases}$$

Noeud8:

$$\begin{cases} /x : F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 697.8 \text{ kN} \\ /y : F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -564.01 \text{ kN} \end{cases}$$

La diagonale la plus sollicitée est **D₁** avec : $N_{sd} = 1414 \text{ kN}$

VIII.3.4. Vérification des diagonales à la traction :**a) Section des diagonales D1 :**

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : N_{sd}

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1414 \times 1.1}{275 \times 10^3} = 56.5 \text{ cm}^2$$

Donc pour la poutre de stabilité on prendra des doubles UPN180 $A = 66.04 \text{ cm}^2$
Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{sd} = 1414 \text{ kN}$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1.1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{5600 \times 0.275}{1.1} = 1400 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

La diagonale est attachée par (8) boulons $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ de classe 8.8.

$$A_{net} = A - \pi R^2 = 56.5 - (3.14 \times 0.9^2) = 53.9 \text{ cm}^2$$

$$N_{U.Rd} = 0.9 \times 83.49 \times \frac{43}{1.25} = 2584.85 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = 53.9 \times 10^{-4} \times \frac{2.75 \times 10^5}{1.1} = 1887.25 \text{ kN}$$

$$N_{tRd} = \min[2151; 2584.85; 2087.25] \Rightarrow N_{tRd} = 2087.25 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2080.61 \text{ kN} \leq N_{t.Rd} = 2087.25 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc le double UPN 180 (2UPN180) est vérifié à la traction.

VIII.4. La sablière :

Les sablières travaillent simultanément sous l'action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- ✓ La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme
- ✓ Flexion due à leurs poids propre.

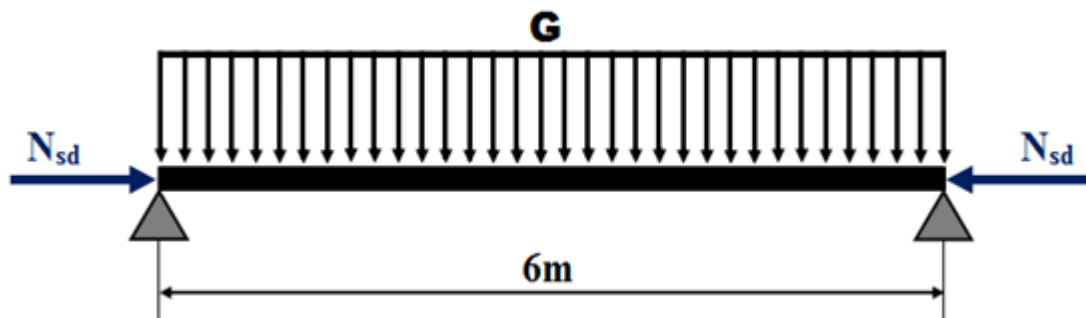


Figure VIII. 3: Disposition de la sablière

Le cas le plus défavorable est $F_1 = 261.4 \text{ KN}$.

$$N_{sd} = F_1 = 261.4 \text{ KN}.$$

On prend **HEA240** comme une sablière.

➤ Les caractéristiques sont :

Tableau VIII. 1: Caractéristiques et dimensions de l'HEA240.

h(mm)	b(mm)	tw(mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
230	240	7.5	12	21	134	60.3
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)
76.8	7763	10.1	745	2769	6	352

VIII.4.1 Vérification de l'élément comprimé et fléchi :

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

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

- le poids propre de **HEA240** : G=60.3 Kg/m

- $M_{sd,y} = \frac{GL^2}{8} = \frac{0.51 \times 6^2}{8} = 2.29 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 895.95 \text{ KN}$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \text{ avec : } \chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_y + \left(\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right)^{0.5}}$$

Facteur d'imperfection α :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2 t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement suivant : $\begin{cases} yy \rightarrow \text{courbeb} \Rightarrow \alpha = 0.34 \\ zz \rightarrow \text{courbec} \Rightarrow \alpha = 0.34 \end{cases}$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \quad \lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{600}{9.17} = 65.43$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 86.38 \quad \text{avec } \varepsilon = 0.92 \quad \text{et } \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{65.43}{86.38} \right) = 0.75 > 0.2$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + 0.34(0.75 - 0.2) + 0.75 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \left(\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right)^{0.5}} \chi_y = 0.76$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \text{ ---- } \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{600}{5.51} = 108.89$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{108.89}{86.38} \right) = 1.26 > 0.2$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + 0.49(1.26 - 0.2) + (1.26)^2 \right] = 1.55$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \left(\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right)^{0.5}} \chi_z = 0.41$$

$$\chi_{\min} = \min(0.76; 0.41) = 0.41$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

□□□□; (Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion).

$$\mu_y = 0.75(2 \times 1.3 - 4) + 0.10 = -0.95 < 0.90; \text{ -- } \beta_{M,y} = 1.3$$

$$k_y = 1 - \left[-0.95 \times \frac{895.75}{0.76 \times 84.3 \times 27.5} \right] = 1.84 < 1.5$$

$$\mu_y = -0.95 \text{ et } k_y = 1.48$$

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

AN

$$\frac{895.75}{0.41 \times 84.3 \times 27.5 / 1.1} + \frac{1.48 \times 2.29}{568.5 \times 27.5 \times 10^{-2} / 1.1} \leq 1$$

$$0.93 + 0.02 + 0 = 0.95 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Donc : **HEA240** convient comme sablière

VIII.5. Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens, la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant.

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières **CAE90 × 9**.
- Pour les palées de stabilité nous avons des **2UPN 180**
- Sablière **HEA 240**.

Chapitre IX : Etude de portique

Chapitre IX : Etude de portique

IX-1- Introduction :

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure

Les moments fléchissant Max, les efforts normaux max, les caractéristiques de poteau sont calculés à l'aide du ROBOT Structural Analyses.

IX-2- Calcul de portique :

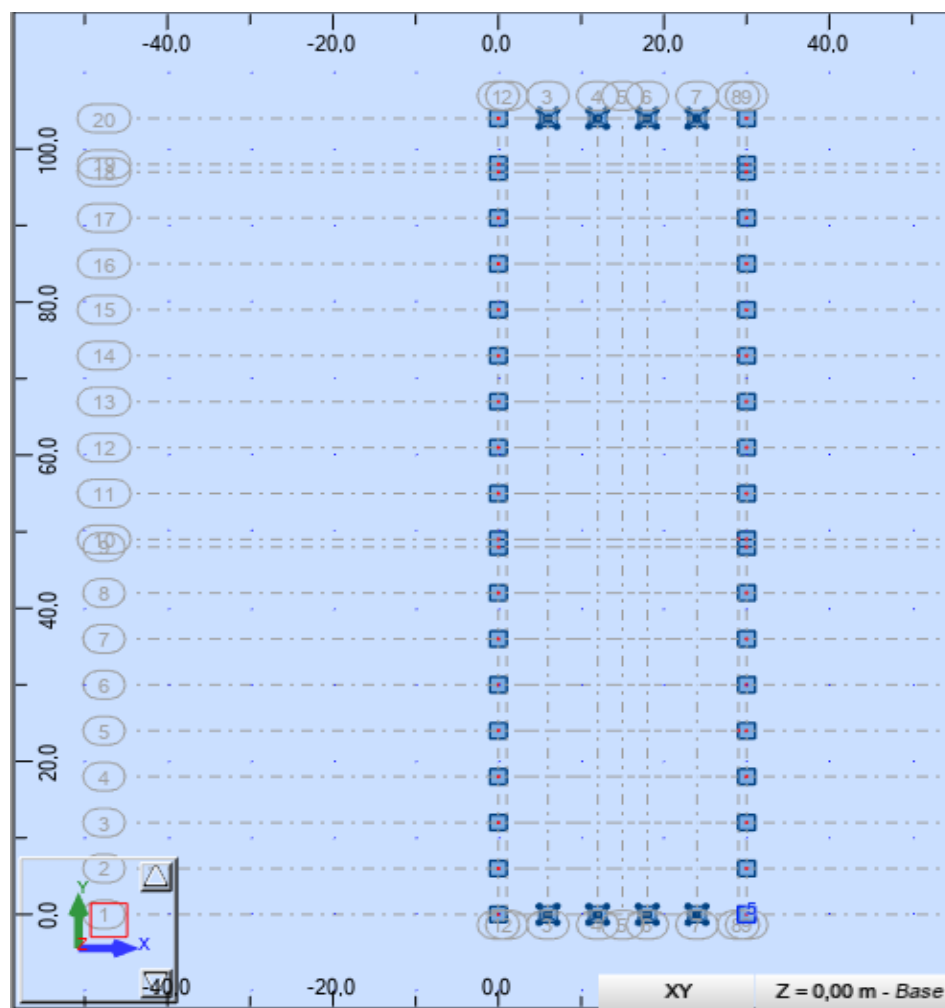


Figure IX. 1: Vue en plan de l'ouvrage Z=0m

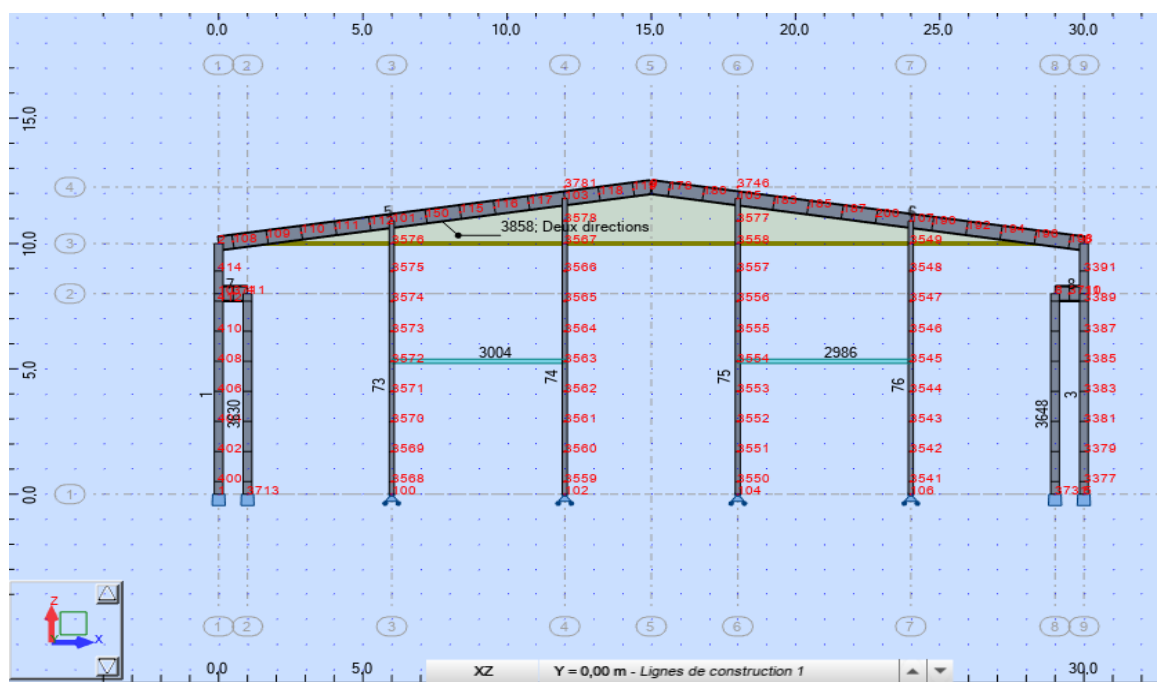


Figure IX. 2: Vue en pignon file 12

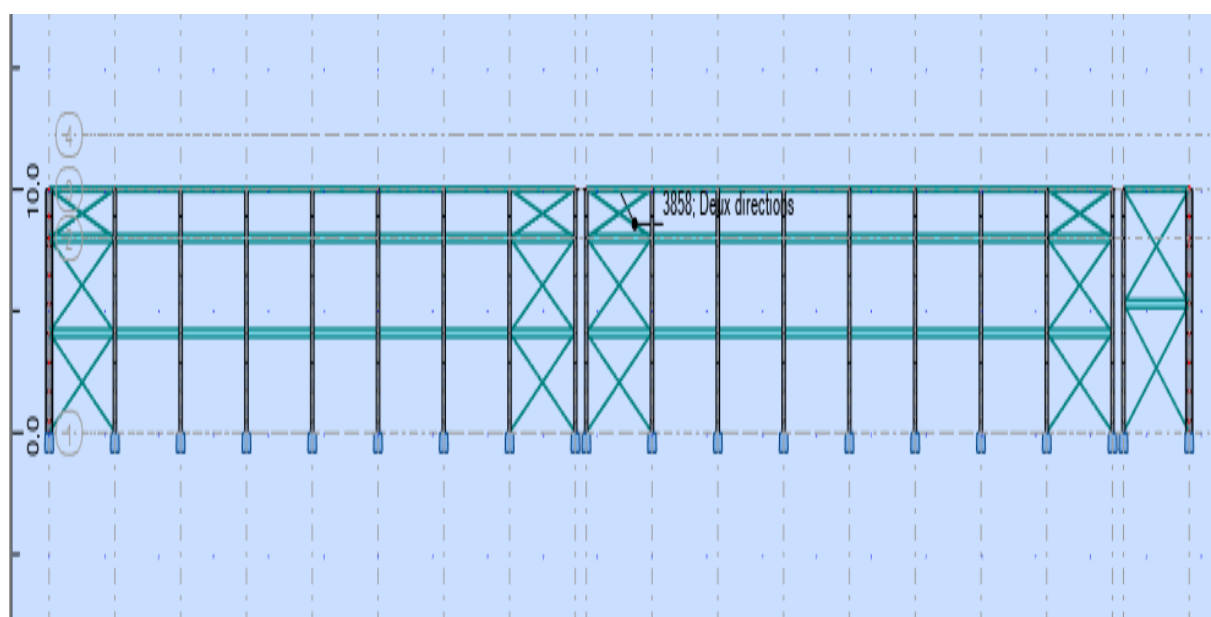


Figure IX. 3: Vue sur long pan file F

IX-2-1- Barres :**Tableau IX. 1: Données des barres**

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre
168	247	248	HEB 650	ACIER E28	10	0	POTEAU PORTIQUE
169	249	250	HEB 650	ACIER E28	10	0	POTEAU PORTIQUE
170	251	252	HEB 650	ACIER E28	10	0	POTEAU PORTIQUE
173	250	257	IPE 360	ACIER E28	4	0	POUTRES
174	252	257	IPE 360	ACIER E28	4	0	POUTRES
175	252	258	IPE 360	ACIER E28	4,08	0	POUTRES
176	248	258	IPE 360	ACIER E28	4	0	POUTRES
177	254	259	IPE 360	ACIER E28	4	0	POUTRES
178	256	260	IPE 360	ACIER E28	4,08	0	POUTRES
179	261	262	IPE 600	ACIER	15,16	0	TRAVARSSE
180	263	264	IPE 600	ACIER	15,16	0	TRAVARSSE
181	265	266	IPE 600	ACIER	15,16	0	TRAVARSSE
182	267	268	IPE 600	ACIER	15,16	0	TRAVARSSE

IX-2-2- Nœuds :**Tableau IX. 2: Données des nœuds**

Nœuds	X [m]	Z [m]	Appui
247	4	0	Encastrement
249	4	18	Encastrement
251	24	0	Encastrement
253	24	18	Encastrement
255	44	0	Encastrement
250	44	18	Encastrement
252	0	0	Encastrement
252	0	11,22	Encastrement
248	48	0	Encastrement
254	48	11,22	Encastrement

256	0	3,57	Encastrement
261	4	3,57	Encastrement
263	0	7,14	Encastrement
265	4	7,14	Encastrement
267	4	12	Encastrement

Tableau IX. 3: Symbole des charges

Charges permanentes	G
Charges d'exploitation	QEXP
Charges climatiques :	
Vent	WX
Neige	S
Charge sismique	EX
Charge de pont roulant	
Cas 1	QP1
Cas 2	QP2
Cas 3	QP3
Cas 4	QP4

IX-2-5-Combinaisons d'action :**Tableau IX. 4: Combinaisons d'action**

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Définition
10 (C)	1.35G+1.5QEXP	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+2*1.50$
11 (C)	1.35G+1.5QP1	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+3*1.50$
12 (C)	1.35G+1.5QP2	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+4*1.50$
13 (C)	1.35G+1.5QP3	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+5*1.50$
14 (C)	1.35G+1.5QP4	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+6*1.50$
15 (C)	1.35G+1.5WX	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+7*1.50$
16 (C)	1.35G+1.35(WX+QP1)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+7)*1.35$
17 (C)	1.35G+1.35(WX+QP2)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+4+7)*1.35$
18 (C)	1.35G+1.35(WX+QP3)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+5+7)*1.35$
19 (C)	1.35G+1.35(WX+QP4)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+6+7)*1.35$
20 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+8*1.50$
21 (C)	1.35G+1.35(WX+QEX P)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+7)*1.35$
22 (C)	1.35G+1.35(S+QEXP)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+8)*1.35$
23 (C)	1.35G+1.35(S+QP1)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+8)*1.35$
24 (C)	1.35G+1.35(S+QP2)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+4+8)*1.35$
25 (C)	1.35G+1.35(S+QP3)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+5+8)*1.35$
26 (C)	1.35G+1.35(S+QP4)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+6+8)*1.35$
27 (C)	G+QEXP+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2)*1.00+9*1.20$
28 (C)	G+QP1+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+3)*1.00+9*1.20$
29 (C)	G+QP2+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+4)*1.00+9*1.20$
30 (C)	G+QP4+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+6)*1.00+9*1.20$

31 (C)	G+QEXP+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+2+9)*1.00
32 (C)	G+QP1+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+3+9)*1.00
33 (C)	G+QP2+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+4+9)*1.00
34 (C)	G+QP3+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+5+9)*1.00
35 (C)	G+QP4+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+6+9)*1.00
36 (C)	G+WX+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+7+9)*1.00
37 (C)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+9*1.00
38 (C)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+9*-1.00
39 (C)	G+QEXP	Combinaison linéaire	ELS	(1+2)*1.00
40 (C)	G+QP1	Combinaison linéaire	ELS	(1+3)*1.00
41 (C)	G+QP2	Combinaison linéaire	ELS	(1+4)*1.00
42 (C)	G+QP3	Combinaison linéaire	ELS	(1+5)*1.00
43 (C)	G+QP4	Combinaison linéaire	ELS	(1+6)*1.00
44 (C)	G+WX	Combinaison linéaire	ELS	(1+7)*1.00

IX-2-6- Réactions

➤ Extrêmes globaux

Tableau IX. 5: Valeur des réactions

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	370,84	62,66	586,76	3,31	1455,86	5,05
Noeud	137	253	253	13	115	123
Cas	39 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)	39 (C)	37 (C)
MIN	-440,61	-59,33	-456,32	-3,43	-1702,5	-5,06
Noeud	93	33	277	277	159	145
Cas	28 (C)	37 (C)	37 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)

IX-2-7- Déplacements**➤ Extrêmes globaux****Tableau IX. 6: Déplacements des nœuds.**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	11	1,9	4,2	0,004	0,009	0,002
Noeud	823	317	979	454	179	1438
Cas	28 (C)	39 (C)	37 (C)	18 (C)	37 (C)	37 (C)
MIN	-9,5	-1,9	-2,4	-0,004	-0,008	-0,002
Noeud	116	329	673	1093	135	1382
Cas	39 (C)	39 (C)	39 (C)	18 (C)	39 (C)	37 (C)

IX-2-8- Efforts**➤ Extrêmes globaux****Tableau IX. 7: Valeurs des efforts**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	550,86	39,19	440,61	0,69	1453,46	8,83
Barre	171	176	63	189	78	159
Noeud	253	258	93	279	115	230
Cas	28 (C)	37 (C)	28 (C)	28 (C)	39 (C)	37 (C)
MIN	-424,81	-38,85	-370,2	-0,7	-1702,5	-9,16
Barre	187	25	93	9	108	39
Noeud	277	38	137	15	159	54
Cas	37 (C)	37 (C)	39 (C)	28 (C)	28 (C)	37 (C)

IX-2-9- Contraintes**➤ Extrêmes globaux**



Tableau IX. 8: Valeurs des contraintes

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	521,19	39,57	479,83	41,73	5,42	4,85	48,54
Barre	92	993	122	287	1141	1129	997
Noeud	135	17	179	238	11	251	254
Cas	28 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)	28 (C)	32 (C)	37 (C)
MIN	-34,64	-455,35	-2	-3,57	-479,83	-41,73	-51,84
Barre	207	92	993	993	122	287	1222
Noeud	383	135	17	34	179	238	1477
Cas	18 (C)	28 (C)	35 (C)	39 (C)	28 (C)	37 (C)	37 (C)

IX-4-10- Flèches maximales➤ **Extrêmes globaux**

Tableau IX. 9: Flèches maximales

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0	0,5	1,9
Barre	108	203	109
Cas	39 (C)	30 (C)	37 (C)
MIN	0	-0,5	-2,3
Barre	78	1221	138
Cas	28 (C)	30 (C)	37 (C)

❖ Les notes de calcul :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Verification des pieces

FAMILLE:

PIECE: 168 Poteaux_168

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 650

h=64.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=169.55 cm ²	Az=103.19 cm ²	Ax=241.64 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=175178.00 cm ⁴	Iz=11723.90 cm ⁴	Ix=449.66 cm ⁴
tf=2.6 cm	Wply=6136.29 cm ³	Wplz=1204.79 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 317.62 kN	My _{Ed} = -1369.93 kN*m	Mz _{Ed} = -0.81 kN*m	Vy _{Ed} = -0.19 kN
N _{c,Rd} = 6645.10 kN	My _{Ed,max} = -1369.93 kN*m		Mz _{Ed,max} = -3.26 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 2691.42 kN		
Nb _{Rd} = 5706.20 kN	My _{c,Rd} = 1687.48 kN*m	Mz _{c,Rd} = 331.32 kN*m	Vz _{Ed} = 365.67 kN
	MN _{y,Rd} = 1687.48 kN*m	MN _{z,Rd} = 331.32 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1638.19 kN
			Tt _{Ed} = -0.01 kN*m



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.80 m
Lamy = 8.91

Lam_y = 0.10
kyy = 1.00



en z:

Lz = 4.80 m
Lamz = 48.24

Lam_z = 0.56Lcr,y = 2.40 m
kyz = 0.70

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 8.91 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 48.24 < \lambda_{z,max} = 210.00$
 STABLE $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))

EPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 8.1 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 12.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 12.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 WX

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 173 TRAVERSSE_173 **POINT:** 5

COORDONNEE: x =

0.55 L =

5.60 m

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00*

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=60.0 cm b=22.0

gM0=1.00

gM1=1.00

cmtw=1.2 cmtf=1.9

Ay=94.30 cm²

Az=83.78 cm²

Ax=15

cm

Iy=92083.50 cm⁴

Iz=3387.34 cm⁴

5.98

Wply=3512.40 cm³

Wplz=485.65 cm³

cm²

Ix=166.

12 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -30.75 kN

My,Ed = -155.67 kN*m

Mz,Ed = -0.69 kN*m

Vy,Ed = 2.89 kN

Nt,Rd = 4289.45 kN

My,pl,Rd = 965.91 kN*m

Mz,pl,Rd = 133.55 kN*m

Vy,T,Rd = 1491.65 kN

My,c,Rd = 965.91 kN*m

Mz,c,Rd = 133.55 kN*m

Vz,Ed = 0.57 kN

MN,y,Rd = 965.91 kN*m

MN,z,Rd = 133.55 kN*m

Vz,T,Rd = 1327.06 kN

Mb,Rd = 293.21 kN*m

Tt,Ed = -0.13

kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 333.10 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.30

Lcr,low=10.14 m

Lam_LT = 1.70

fi,LT = 2.09

XLT,mod = 0.30

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0}))$$

$$= 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 7 WX

$$u_z = 0.7 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,y} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,z} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$$

Vérifié

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****Pour le bloc****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 171 Poteaux_171**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00

MATERIAU:ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=244.61 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3215.87 cm ³	Wplz=965.53 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 478.85 kN	M _{y,Ed} = -231.55 kN*m	M _{z,Ed} = 3.54 kN*m	V _{y,Ed} = 1.85 kN
N _{c,Rd} = 4895.82 kN	M _{y,Ed,max} = -231.55 kN*m		M _{z,Ed,max} = -5.36 kN*m
	V _{y,T,Rd} = 2197.16 kN		
N _{b,Rd} = 4260.92 kN	M _{y,c,Rd} = 884.36 kN*m	M _{z,c,Rd} = 265.52 kN*m	V _{z,Ed} = 57.34 kN
	M _{N,y,Rd} = 884.36 kN*m	M _{N,z,Rd} = 265.52 kN*m	V _{z,T,Rd} = 1044.13 kN
			T _{t,Ed} = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

 $L_y = 4.80 \text{ m}$
 $L_{my} = 12.69$
 $L_{m_y} = 0.15$
 $k_{yy} = 1.00$


en z:

 $L_z = 4.80 \text{ m}$
 $L_{mz} = 46.08$
 $L_{m_z} = 0.53 L_{cr,y} = 2.40 \text{ m}$
 $k_{yz} = 0.66$
FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 12.69 < \lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 46.08 <$$

$$\lambda_{y,max} = 210.00 \text{ STABLE } N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 4.9 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 7.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 7.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 180 poutre porteuse _180**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 4.00m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 32 G+QEXP+EX (1+2+9)*1.00**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330**

h=33.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=16.0 cm

Ay=42.28 cm²Az=30.81 cm²Ax=62.61 cm²

tw=0.8 cm

Iy=11766.90 cm⁴Iz=788.14 cm⁴Ix=28.28 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=804.33 cm³Wplz=153.68 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 5.40 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -142.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.76 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -142.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -1.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 671.32 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 221.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 42.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -94.26 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 221.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 42.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 489.19 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 192.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 558.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe, LT -	$XLT = 0.83$
$L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.63$	$\phi_{i,LT} = 0.77$	$XLT_{mod} = 0.87$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif:**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)
TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:**PIECE:** 178 traversse_178**POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00m**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330**

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 57.28 kN	My,Ed = -155.39 kN*m	Mz,Ed = -1.17 kN*m	Vy,Ed = 0.19 kN
Nc,Rd = 1721.78 kN	My,Ed,max = -155.39 kN*m		Mz,Ed,max = 1.91 kN*m
	Vy,T,Rd = 670.58 kN		
Nb,Rd = 1721.78 kN	My,c,Rd = 221.19 kN*m	Mz,c,Rd = 42.26 kN*m	Vz,Ed = 76.53 kN
	MN,y,Rd = 221.19 kN*m	MN,z,Rd = 42.26 kN*m	Vz,T,Rd = 488.84 kN
	Mb,Rd = 192.85 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 562.44 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.83
Lcr,low=4.08 m	Lam_LT = 0.63	fi,LT = 0.77	XLT,mod = 0.87

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé****Profil correct !!!**

IX-3- Conclusion :

D'après les calculs les profiles adoptés sont :

- ✓ Pour les poteaux d'atelier **HEB 650**
- ✓ Pour les traverses de l'atelier **IPE 600**
- ✓ Pour les poteaux de bloc **HEA 650**
- ✓ Pour les traverses de bloc **IPE 600**
- ✓ Pour les poutres porteuses **IPE 360**

Chapitre X : Etude des assemblages

Chapitre X : Etude des assemblages

X.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, travers...).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

X.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

X.3. Calcul des assemblages :

- L'attache diagonale 2UPN180-Poteaux HEB 650.
- Panne IPE 140 – Traverse IPE 600.
- Traverse IPE 600 - Traverse IPE 600.
- Poteaux HEB 650 – Traverse IPE 600.
- Poteaux HEB 650– Poutre IPE 600.
- Ancrage pied de poteau HEB 650.

X.3.1 L'attache de la diagonale 2UPN180 avec le poteau en HEB650:

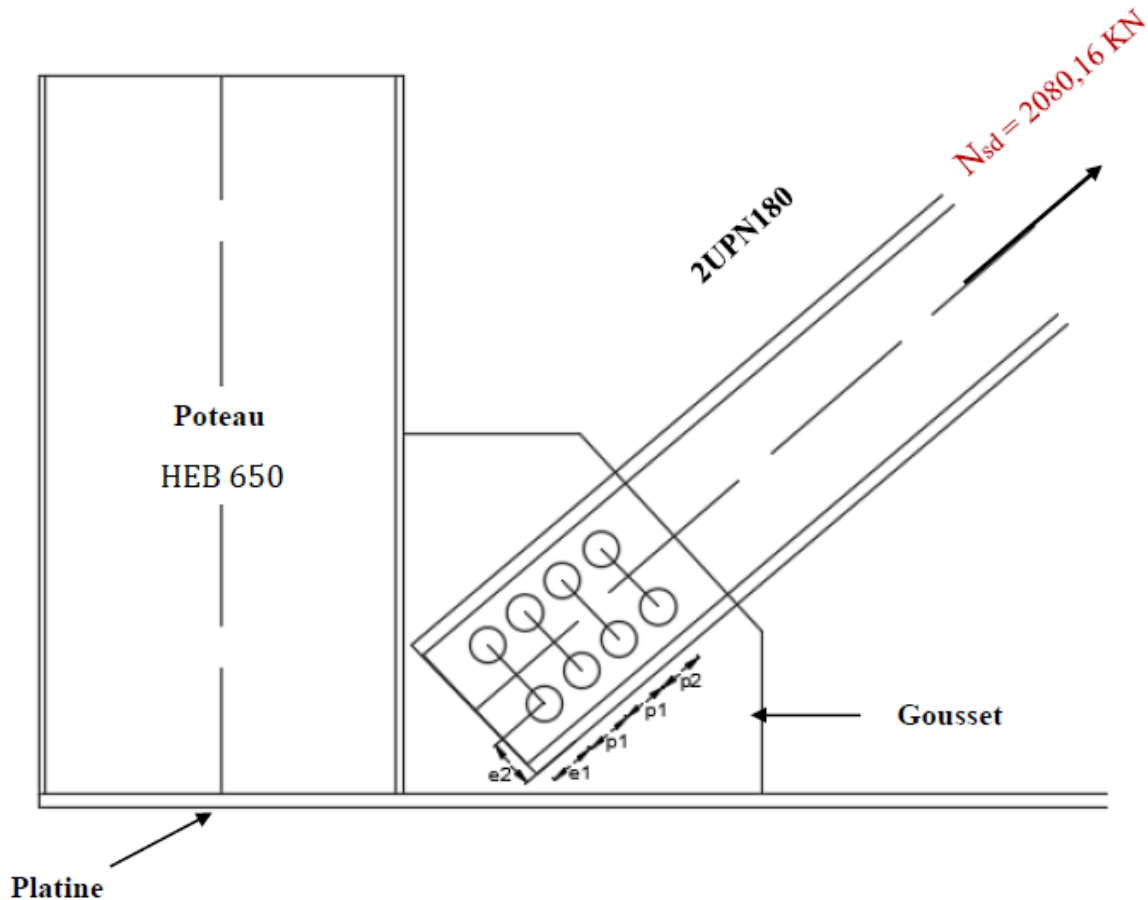


Figure X. 1: Assemblage palée de stabilité

Dans cet assemblage on utilise 8 boulons de diamètre $M24$ de 8.8

$A_s = 353 \times 10^{-6} \text{ m}^2$, $F_{ub} = 8 \times 105 \text{ KN/m}^2$, $F_{yb} = 6,4 \times 105 \text{ KN/m}^2$

Disposition des boulons :

- $e_1 \geq 1,2d_0$ donc: $e_1 \geq 1,2 \times 26 = 31,2 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$
- $p_1 \geq 2,2d_0$ donc $p_1 \geq 2,2 \times 26 = 57,2 \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$
- $e_2 \geq 1,5d_0$ donc: $e_2 \geq 1,5 \times 26 = 39 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$
- $p_2 \geq 3 d_0$ donc $p_2 \geq 3 \times 26 = 78 \rightarrow p_2 = 80 \text{ mm}$

N_{sd} : c'est l'effort dans la palée de stabilité sous la combinaison de l'effort sismique (E_y).
 $\alpha = 45^\circ$

$$F_{sd} = N_{sd} = 1582 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = F_{sd} \cdot \cos \alpha = 976 \text{ KN}$$

$$N_{v.sd} = F_{sd} \cdot \sin \alpha = 976 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$\begin{cases} V_2 = R_y = 66 \text{ dan} \\ T_2 = R_z = 810 \text{ dan} \end{cases}$$

$$N_{v.sd} = \frac{N_{v.sd}}{8} = 124 \text{ KN}$$

X.3.1.1. Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$N_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$\begin{cases} V_2 = R_y = 66 \text{ dan} \\ T_2 = R_z = 810 \text{ dan} \end{cases}$$

$$N_{v.sd} = 156 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 169,44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

X-3-1-2-Résistance du boulon a la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = 183 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 156 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 183 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

X-3-1-3-Résistance à la pression diamétrale :

On prend des goussets d'épaisseur $t=20\text{mm}$.

Il faut vérifier que : $F_1 \leq F_b$

$$\text{Avec : } F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_{cor}}{\gamma_{Mb}}$$

$F_{b.sd}$: La résistance à la pression diamétrale par boulon

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = [0,51 ; 0,52 ; 2,2 ; 1] = 0,51$$

$$F_b = 2,5 \times 0,51 \times 3,6 \times 10^5 \times 18 \times 10^{-3} \frac{20 \times 10^{-3}}{1,25} = 190 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{N_{sd}}{8, m} = \frac{2080,61}{16} = 130 \text{ KN}$$

$$F_1 = 130,04 \text{ KN} < F_b = 190,94 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Alors : la diagonale **2UPN** est attachée par **8** boulons **M 24** de classe **8.8** avec gousset d'épaisseur **t=20mm**

X-3-2-Assemblage pannes – traverse :

X-3-2-1-Dimensionnement de l'échantignolle :

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

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

Un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses appelé échantignolle.

Pour **IPE 140** $b = 7,3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

$$7,3 \text{ cm} \leq t \leq 10,9 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } t = 9 \text{ cm}$$

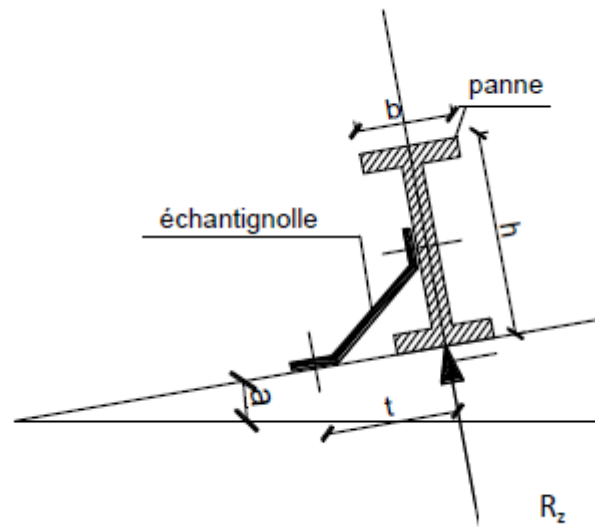


Figure X. 2: Assemblage panne -traverse

X-3-2-2- Calcul des réactions d'appuis :

$$Q_z = 1.136 \text{ KN/m} \dots (1.35G + 1.5Q) \cos \alpha$$

$$Q_y = 0.565 \text{ KN/m} \dots (1.35G + 0.9 \times 1.5 (S_n + Q) \alpha$$

$$R_y = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{22 \times 6}{2} = 66 \text{ dan}$$

$$R_z = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{270 \times 6}{2} = 810 \text{ dan}$$

X-3-2-3- Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_y \times t + \frac{h}{2} = (66 \times 0.09) + \left(810 \times \frac{0.14}{2} \right) = 62.64 \text{ dan}$$

• Dimensionnement :

$$F_T = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times 40 \times \frac{84.3}{1.25} = 1618.5 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{62.64 \times 10^3}{27.5} = 2277.7 \text{ mm}^3$$

$$W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2277.81}{200}} = 8.2 \text{ mm}$$

Donc : on adopte pour l'attache des pannes une échantignolle d'épaisseur,

$e = 10 \text{ mm}$ et de largeur, $a = 200 \text{ mm}$ avec des boulons $\phi = 12 \text{ mm}$.

X-3-2-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction :

Les boulons (1) et (2) sont soumis à un effort de traction + cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Boulon (1) :

$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4F_t} \leq 1 \quad \text{avec : } \begin{cases} V_1 = R_y = 66 \text{ dan} \\ T_1 = R_z = 810 \text{ dan} \end{cases}$$

On a des boulons $\emptyset = 12 \text{ mm}$ $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$ de classe 4.6 $\rightarrow f_{ub} = 40 \text{ daN/mm}$

$$\frac{V_2}{F_v} + \frac{T_2}{1.4F_t} = 0.04 + 0.24 = 0.28 \leq 1$$

$$F_t = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times 40 \times \frac{84.3}{1.25} = 1618.5 \text{ dan}$$

$$\frac{V_2}{F_v} + \frac{T_2}{1.4F_t} \leq 1$$

Boulon (2) :

$$\frac{V_2}{F_v} + \frac{T_2}{1.4F_t} \leq 1 \quad \text{avec : } \begin{cases} V_2 = R_y = 66 \text{ dan} \\ T_2 = R_z = 810 \text{ dan} \end{cases}$$

Pour les boulons $\emptyset = 12 \text{ mm}$ on a : $\frac{V_2}{F_v} + \frac{T_2}{1.4F_t} = 0.04 + 0.24 = 0.28 \leq 1$

X-4-Assemblage poteau HEB 650 - traverse IPE 600 :

[illegible]

Figure X. 3: Assemblage poteau-travers

GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Nœud de la structure: 2

Barres de la structure: 1, 12

GEOMETRIE

POTEAU :

Profilé: HEB 650

Barre N°: 1

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 650$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

 $r_c = 27 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section du poteau
$$A_c = 286,34 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du poteau}$$

$I_{xc} = 210616,00 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$F_{vc} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

POUTRE :

Profilé: IPE 600

Barre N°: 12

$\alpha = 9,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bc} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$F_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 304,99$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$

Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$

Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 130$ [mm]

Entraxe $p_i = 150;150;150;200;150;150$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1229$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 220$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 220$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 600$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1300$ [mm] Longueur de la platine

$\square = 32,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 588$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 142$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

hsd = 588 [mm] Hauteur du raidisseur

bsd = 142 [mm] Largeur du raidisseur

thd = 10 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

fysu = 275,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

aw = 10 [mm] Soudure âme

af = 10 [mm] Soudure semelle

as = 10 [mm] Soudure du raidisseur

afd = 5 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

□M0 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

□M1 = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

□M2 = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

□M3 = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 24: $1.35G + 1.35(S + QP2) (1 + 4 + 8) * 1.35$

Mb1,Ed = 545,56 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

Vb1,Ed = 192,63 [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Nb1,Ed = -98,49 [kN] Effort axial dans la poutre droite

Mc1,Ed = 545,56 [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

Vc1,Ed = 98,49 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

Nc1,Ed = -192,63 [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

Ab = 155,98 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

Ncb,Rd = Ab fyb / □M0

Ncb,Rd = 4289,45 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

Avb = 143,78 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

Vcb,Rd = Avb (fyb / □3) / □M0

Vcb,Rd = 2282,81 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

Vb1,Ed / Vcb,Rd ≤ 1,0 0,08 < 1,00 vérifié (0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

Chapitre X : assemblages

MSM15__2016/2017 Page 140

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 6640,29$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1826,08$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1826,08$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1193$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1530,61$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 9,6$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 32,5$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 269$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 0,92$

Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 158,58$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$

Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 20,80$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\gamma_{M0} k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2819,92$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\gamma_p = 1,05$

Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\lambda = 0,77$

Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\gamma_s = 7,87$

Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\lambda = 1,00$

Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\gamma_{M0} k_{wc} \lambda b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 2421,55$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \cdot \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 756,25$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 756,25 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 545,56 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 98,49 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]}$$

$$z = 1068 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier [6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 461,73 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 122,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 122,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 1059 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 19,82 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\alpha_3 \cdot M_0) + \min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1785,22 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9 (0,26)}$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INF\u00c9RIEURE DE LA POUTRE

Pression diam\u00e9trale:

$$t_{wc} = 16 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 370 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme \u00e0 la compression [6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vc} = 122,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\alpha = 0,87 \text{ Coefficient r\u00e9ducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 75,89 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient r\u00e9ducteur d\u00f9 aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 28,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renfor\u00e7ant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha M_0 + A_s f_{ys} / \alpha M_0$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2206,05 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wc} = 534 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprim\u00e9e [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha_p = 0,94 \text{ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha = 0,84 \text{ Coefficient r\u00e9ducteur pour le flambement de l'\u00e9l\u00e9ment [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha_s = 6,00 \text{ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\alpha_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \alpha k_{wc} \alpha_p b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha M_1 + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha M_1$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1977,10 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1977,10 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 16 \text{ [mm]} \text{ Épaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 378 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vc} = 122,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\alpha = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 75,89 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 28,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha M_0 + A_s f_{ys} / \alpha M_0$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2227,74 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wc} = 534 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha_p = 0,95 \text{ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha = 0,83 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\alpha_s = 6,00 \text{ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\alpha_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha M_1 + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha M_1$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1986,55 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1986,55 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Tableau X. 1: PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	35	–	85	–	150	222	283	222	283	261	234	234	234
2	35	–	85	–	150	222	248	222	248	300	150	150	150
3	35	–	85	–	150	222	248	222	248	300	150	150	150
4	35	–	85	–	175	222	248	222	248	350	175	175	175
5	35	–	85	–	175	222	248	222	248	350	175	175	175
6	35	–	85	–	150	222	248	222	248	300	150	150	150
7	35	–	85	–	150	222	246	222	246	261	197	197	197

Tableau X. 2: LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	48	–	45	–	150	300	297	297	297	300	248	248	248
2	48	–	45	–	150	300	247	247	247	300	150	150	150
3	48	–	45	–	150	300	247	247	247	300	150	150	150
4	48	–	45	–	175	300	247	247	247	350	175	175	175
5	48	–	45	–	175	300	247	247	247	350	175	175	175
6	48	–	45	–	150	300	247	247	247	300	150	150	150
7	48	–	45	–	150	300	247	247	247	300	198	198	198

m – Distance du boulon de l'âme
 m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
 e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
 e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
 p – Entraxe des boulons
 $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
 $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
 $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
 $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
 $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
 $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
 $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
 $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} ; 2 F_{c,wb,Rd} ; 2 F_{c,wc,Rd} ; 2 F_{c,wc,Rd,upp})$

$N_{j,Rd} = 1512,50$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ **vérifié** (0,07)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 304,99$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 439,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \min (F_{t,1,fc,Rd} , F_{t,2,fc,Rd} , F_{t,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \square beff_{t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \min (F_{t,1,ep,Rd} , F_{t,2,ep,Rd} , F_{t,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = beff_{t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0$ [6.2.6.8.(1)]

Tableau X. 3: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \min (F_{t1,Rd,comp})$	472,29	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 928,68$	928,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 472,29$	472,29	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 979,55$	979,55	Ame de la poutre - traction
$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1785,22$	1785,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1977,10$	1977,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1530,61$	1530,61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 756,25$	756,25	Ame de la poutre - compression

**RES
IST
AN
CE
DE:**

Tableau X. 4: LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \min (F_{t2,Rd,comp})$	283,96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction

$F_{t,wc,Rd(2)} = 928,68$	928,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 442,72$	442,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 815,08$	815,08	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1785,22 - 472,29$	1312,93	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1977,10 - 472,29$	1504,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1530,61 - 472,29$	1058,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 756,25 - 472,29$	283,96	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 472,29$	747,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1466,14 - 472,29$	993,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 828,68 - 472,29$	356,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1314,51 - 472,29$	842,21	Ame de la poutre - traction - groupe

Tableau X. 5: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 928,68$	928,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 442,72$	442,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 815,08$	815,08	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1785,22 - 756,25$	1028,97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1977,10 - 756,25$	1220,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1530,61 - 756,25$	774,36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 756,25 - 756,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1175,45 - 283,96$	891,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1204,44 - 283,96$	920,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1829,95 - 756,25$	1073,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1836,89 - 756,25$	1080,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 692,02 - 283,96$	408,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 990,00 - 283,96$	706,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1213,84 - 756,25$	457,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1809,51 - 756,25$	1053,26	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

Tableau X. 6: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	1143	472,29	609,98	928,68	472,29	979,55	609,98	879,44
2	993	283,96	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
3	843	—	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
4	693	—	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
5	493	—	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
6	343	—	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
7	193	—	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 821,56 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60$$

Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$$\beta_{Lf} = 0,88$$

Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

 $F_{v,Rd} = 228,55$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4] $F_{t,Rd,max} = 304,99$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4] $F_{b,Rd,int} = 388,80$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4] $F_{b,Rd,ext} = 388,80$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]**Tableau X. 7: TABLEAU RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	609,98	-14,07	472,29	313,63	299,56	296,75
2	609,98	-14,07	283,96	188,56	174,49	363,70
3	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
4	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
5	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
6	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
7	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09

 $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1$$

 $n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4] $V_{j,Rd} = 2945,92$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES $A_w = 335,90$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)] $A_{wy} = 114,00$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)] $A_{wz} = 221,90$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)] $I_{wy} = 538013,40$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = -47,86 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]}$$

$\sigma_{\perp} = -46,59$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{II} = 8,68$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\rho_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau - \sigma_x)^2]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ 95,73 < 381,18 **vérifié** (0,25)

$\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau^2)]} \leq f / (\beta \gamma)$ 94,38 < 381,18 **vérifié** (0,25)

$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$ 47,86 < 291,60 **vérifié** (0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 5$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 17$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 24$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 82$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 7$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

Tableau X. 8: IGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	87,29	7318,27
1	1143	4	134	16	2	25,48	2911,81
2	993	3	91	10	2	16,39	1626,80
3	843	3	91	10	2	13,91	1172,30
4	693	3	106	12	2	12,83	888,82
5	493	3	106	12	2	9,13	449,65
6	343	3	91	10	2	5,66	193,86
7	193	4	119	13	2	3,89	75,02

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 1 / k_{i,j})$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$

$z_{eq} = 838$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

$k_{eq} = 10$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 122,04$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 838$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 6$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

k_2 = Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 533200,35$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$M = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \square$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 533200,35$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 152512,18$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 9532,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \beta S_{j,rig}$ RIGIDE

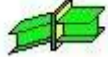
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

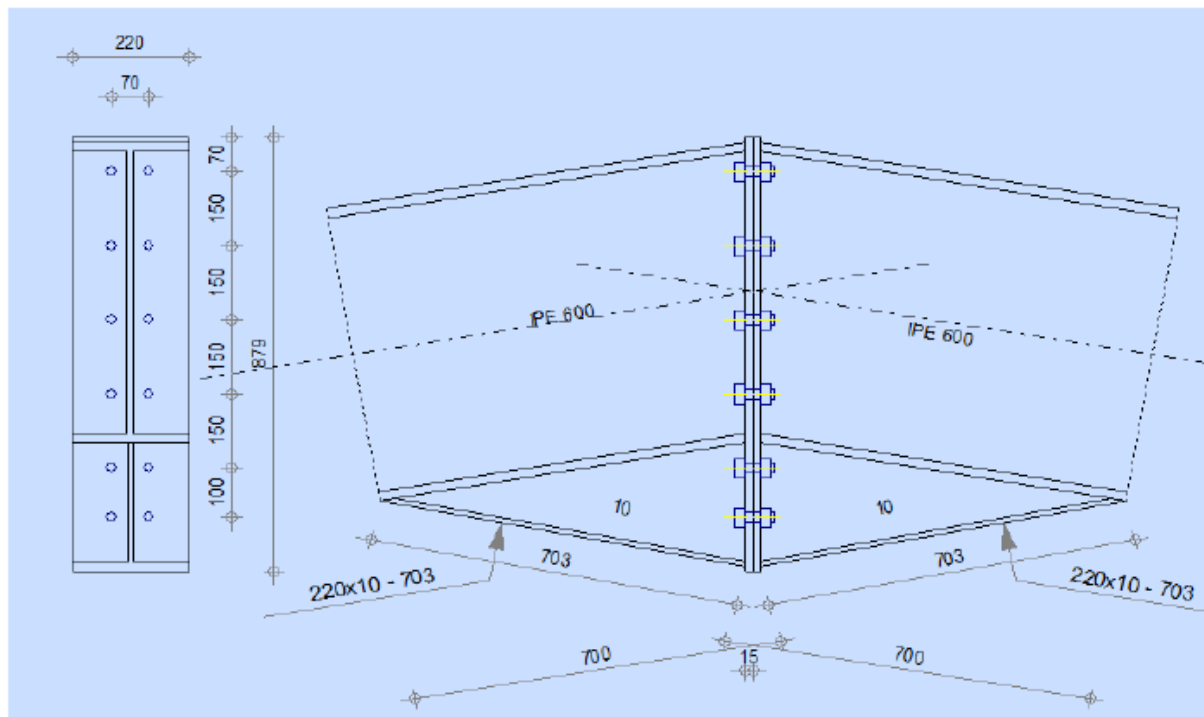
AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,66

X-5-Assemblage Poteau poutre IPE 600 - poutre IPE 600 :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,52

**Figure X. 4: Assemblage poutre-poutre****GENERAL**

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Nœud de la structure: 21
Barres de la structure: 12, 13

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 600
Barre N°: 12
 $\alpha = -170,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
hbl = 600 [mm] Hauteur de la section de la poutre
bfbf = 220 [mm] Largeur de la section de la poutre
twbl = 12 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfbl = 19 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
rbl = 24 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 13

$\alpha = -9,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbr} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbr} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 150; 150; 150; 150; 100$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 879$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 220$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 220$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 250$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 700$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 10,9$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$\partial_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $\partial_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $\partial_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\alpha_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\alpha_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\alpha_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\alpha_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 23: 1.35G+1.35(S+QP1) (1+3+8)*1.35
 $M_{b1,Ed} = -333,57$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -14,03$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -40,64$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \alpha_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 108,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \alpha_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 1727,11$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
----------------------------------	---------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \alpha_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3892,20$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \alpha_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 1070,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1070,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 844$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$ $F_{c,fb,Rd}$

$F_{c,fb,Rd} = 1268,37$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE**INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\beta = 9,6$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 10,9$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 272$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\square k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0] \cos(\square) / \sin(\square - \square)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2295,44$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\phi_p = 1,05$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,77$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\square k_{wc} \square b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_1] \cos(\square) / \sin(\square - \square)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1769,08$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort = $1268,37$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \cdot \square M_0)$

$F_{c,wb,Rd3} = 756,25$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 756,25$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

Tableau X. 9 : LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	18	–	75	–	100	111	141	111	141	156	109	109	109
2	18	–	75	–	125	111	164	111	164	250	125	125	125
3	18	–	75	–	150	111	164	111	164	300	150	150	150
4	18	–	75	–	150	111	164	111	164	300	150	150	150
5	18	–	75	–	150	111	164	111	164	300	150	150	150
6	18	–	75	–	150	111	164	111	164	206	157	157	157

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

leff,cp – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

leff,nc – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

leff,1 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

leff,2 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

leff,cp,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

leff,nc,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

leff,1,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

leff,2,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} ; F_{c,wb,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1512,50$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq$	0,03 < 1	vérif	0,01
-----------------------------	----------	-------	------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 274,83$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{t,1,fc,Rd} , F_{t,2,fc,Rd} , F_{t,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{t,1,ep,Rd} , F_{t,2,ep,Rd} , F_{t,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

Tableau X. 10: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	345,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 345,20$	345,20	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1268,37$	1268,37	Aile de la poutre - compression

Tableau X. 11: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	307,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 345,20$	923,17	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 652,51 - 345,20$	307,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_{i=1}^1 F_{ij,Rd} = 773,00 - 345,20$	427,80	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 299,20$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

Tableau X. 12: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	359,93	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 644,40$	623,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 684,20 - 299,20$	385,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 907,50 - 299,20$	608,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1004,33 - 644,40$	359,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1268,00 - 644,40$	623,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$F_{t3,Rd} = 230,19$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$F_{t3,Rd} = 230,19$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

Tableau X. 13: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	363,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 874,58$	393,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 703,63 - 230,19$	473,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 990,00 - 230,19$	759,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1036,01 - 529,38$	506,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1402,50 - 529,38$	873,12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1356,14 - 874,58$	481,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1763,00 - 874,58$	888,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$F_{t4,Rd} = 161,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de
boulon[6.2.7.2.(9)]

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$F_{t4,Rd} = 161,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon[6.2.7.2.(9)]FRA

Tableau X. 14: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	232,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 1035,77$	232,61	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 703,63 - 161,18$	542,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 990,00 - 161,18$	828,82	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1055,45 - 391,37$	664,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1485,00 - 391,37$	1093,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1387,83 - 690,57$	697,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1897,50 - 690,57$	1206,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1707,96 - 1035,77$	672,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 2258,00 - 1035,77$	1222,23	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 92,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 92,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

Tableau X. 15: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	140,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 1268,37 - 1127,94$	140,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 709,27 - 92,18$	617,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1013,92 - 92,18$	921,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1061,08 - 253,36$	807,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1508,92 - 253,36$	1255,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1412,90 - 483,55$	929,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 2003,92 - 483,55$	1520,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 1745,28 - 782,74$	962,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 2416,42 - 782,74$	1633,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 2065,41 - 1127,94$	937,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 2776,92 - 1127,94$	1648,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 23,17$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 23,17$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

Tableau X. 16: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	750	345,20	—	—	345,20	366,72	423,36	549,65
2	650	299,20	—	—	363,08	366,72	423,36	549,65
3	500	230,19	—	—	363,08	366,72	423,36	549,65
4	350	161,18	—	—	363,08	366,72	423,36	549,65
5	200	92,18	—	—	363,08	366,72	423,36	549,65
6	50	23,17	—	—	363,08	366,72	423,36	549,65

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 644,90$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

$$M_{j,Rd} = 644,90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha \mu v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,90 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 162,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 243,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamét} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 243,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamét} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Tableau X. 17: RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	423,36	-6,77	345,20	178,55	171,78	231,32
2	423,36	-6,77	299,20	154,76	147,98	244,40
3	423,36	-6,77	230,19	119,06	112,29	264,01
4	423,36	-6,77	161,18	83,37	76,60	283,63
5	423,36	-6,77	92,18	47,68	40,90	303,24
6	423,36	-6,77	23,17	11,98	5,21	322,86

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1 n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1649,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 266,24 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$A_{wy} = 114,00$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 152,24$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 234453,12$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\beta_{\max} = \tau_{\max} = -47,60$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]

$\beta = \tau = -42,80$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{II} = -0,92$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ 95,20 < 381,18 vérifié (0,25)

$\sqrt{[\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau^2)]} \leq f / (\beta \gamma)$ 85,62 < 381,18 vérifié (0,22)

$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$ 47,60 < 291,60 vérifié (0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 14$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 20$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 59$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 7$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

Tableau X. 18: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	136,39	7638,65
1	750	∞	∞	60	5	40,81	3062,44
2	650	∞	∞	61	5	35,48	2307,67
3	500	∞	∞	61	5	27,30	1365,94
4	350	∞	∞	61	5	19,12	669,73
5	200	∞	∞	61	5	10,93	219,03
6	50	∞	∞	61	5	2,75	13,84

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 1 / k_{i,j})$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$

$z_{eq} = 560$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

$k_{eq} = 24$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 1604116,14$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 1604116,14$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 152512,18$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 9532,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \leq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,52

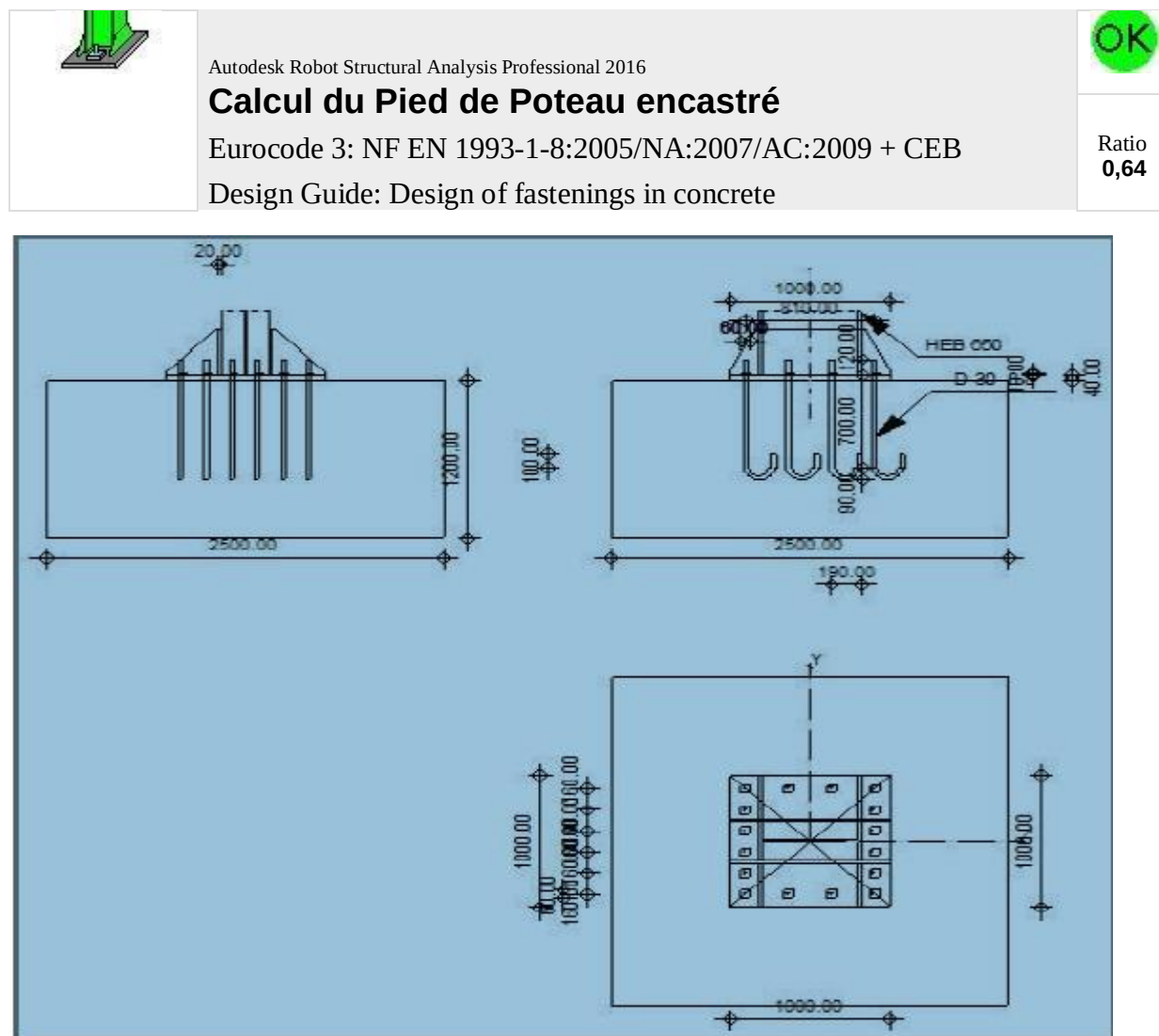
X-6-Assemblage pied de poteau :

Figure X. 5: Assemblage pied de poteau

Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 1
 Barres de la structure : 1

Géométrie

Poteau

Profilé : HEB 650

Barre N° : 1

$L_c = 15,00$ [m] Longueur du poteau

$\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 650,00$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300,00$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 31,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27,00$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 286,34$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 210616,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 1000,00$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 1000,00$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 40,00$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30,00$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 6$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 270,00; 270,00$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 160,00; 160,00; 160,00$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 120,00$ [mm]

$L_2 = 700,00$ [mm]

$L_3 = 180,00$ [mm]

$L_4 = 100,00$ [mm]

Plaquette

lwd = 60,00 [mm] Longueur
bwd = 60,00 [mm] Largeur
twd = 10,00 [mm] Epaisseur

Raidisseur

ls = 1000,00 [mm] Longueur
ws = 1000,00 [mm] Largeur
hs = 350,00 [mm] Hauteur
ts = 20,00 [mm] Epaisseur
d1 = 20,00 [mm] Grugeage
d2 = 20,00 [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel
 γ_C = 1,50 Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

L = 2500,00 [mm] Longueur de la semelle
B = 2500,00 [mm] Largeur de la semelle
H = 1200,00 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
fck = 25,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

tg = 0,00 [mm] Epaisseur du mortier de calage
tg = 0,00 [mm] Epaisseur du mortier de calage
fck,g = 12,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression
Cf,d = 0,30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

ap = 12,00 [mm] Plaque principale du pied de poteau
as = 6,00 [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : Calculs manuels
Nj,Ed = -18213,87 [daN] Effort axial
Vj,Ed,z = 18360,28 [daN] Effort tranchant
Mj,Ed,y = -628,64 [kN*m] Moment fléchissant

Résultats**Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 24,44$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p (f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot \sigma_{M0}))$
 $c = 77,46$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 185,92$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 454,92$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 845,78$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 7612,05$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$
 $A_{c1} = 7612,05$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rdu} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$
 $f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 6433,14$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 2134,15$ [cm²] Aire de flexion M_y [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 2144378,83$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 711382,57$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$
 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 25635,88$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 7049,87$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 665,23$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1059764,91$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 2144378,83$ [daN] Résistance de la semelle à la compression axiale [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{c,Rd,y} = 711382,57$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5,61$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
 $F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 27466,56$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$

$f_{bd} = 2,69$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 700,00$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = \gamma * d * h_{ef} * f_{bd}$

$F_{t,Rd,p} = 17768,05$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 566,67$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$NR_{k,c0} = 7.5[N_{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$

$NR_{k,c0} = 50585,12$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$scr,N = 1700,00$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$ccr,N = 850,00$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$Ac,N0 = 62750,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$Ac,N = 62500,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$\psi_{A,N} = Ac,N / Ac,N0$

$\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 845,00$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / ccr,N \leq 1.0$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\psi_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = NR_{k,c0} * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c} = 23284,57$ [daN]

Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FONDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700,00$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$NR_{k,c0} = 7.5[N_{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef} 1.5$$

$NR_{k,c0} = 69450,97$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$scr,N = 1400,00$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$ccr,N = 700,00$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$Ac,N0 = 48620,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$Ac,N = 48620,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = Ac,N / Ac,N0$$

$\psi_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 700,00$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / ccr,N \quad 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,90$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = NR_{k,c} 0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \psi_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 29013,05$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 17768,05$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 272,22$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 272,22$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 66,42$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 29,94$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 29,94$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$FT_{1,Rd} = 180324,18$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$FT_{2,Rd} = 99298,87$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$FT_{3,Rd} = 106608,29$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(FT_{1,Rd}, FT_{2,Rd}, FT_{3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 99298,87$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{t,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{t,Rd,y} = 99298,87$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$e_y = 87,66$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 127,88$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 170,00$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 230,26$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)

Cisaillement**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$\gamma_{d,z} = 0,99$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\gamma_{b,z} = 0,99$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \gamma_{b,z} f_{up} d \cdot t_p / \gamma M_2$

$F_{1,vb,Rd,z} = 96187,50$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\gamma_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma M_2 = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \gamma_b f_{ub} A_{vb} / \gamma M_2$

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$NR_{k,c} = 50294,67$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma M_c = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot NR_{k,c} / \gamma M_c$

$F_{v,Rd,cp} = 46569,14$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$VR_{k,c,z0} = 260128,12$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,63$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,02$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB[9.3.4.(c)]
 $\psi_{s,V,z} = 0,90$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB[9.3.4.(d)]
 $\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le
 boulond'ancrage CEB[9.3.4.(e)]
 $\psi_{,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB
 [9.3.4.(f)]
 $\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB
 [9.3.4.(g)]
 $\psi_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{v,Rd,c,z} = V R_{k,c,z}$
 $0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \psi_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 70173,52$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

*GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$
 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]
 $N_{c,Ed} = 18213,87$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]
 $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$
 $F_{f,Rd} = 5464,16$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

ONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_1, v_{b,Rd,z}, F_2, v_{b,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,z} = 204515,47$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]
 $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 30,81$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur
 $Q_1 = 38506,42$ [daN] Effort tranchant du raidisseur
 $z_s = 70,56$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)
 $M_1 = 30,81$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur
 $I_s = 27129,17$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur
 $\sigma_d = 3,47$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_g = 36,27$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma = 55,01$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_z = 95,34$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\max(\sigma_a, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{vp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 42,50$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur
 $Q_1 = 25756,45$ [daN] Effort tranchant du raidisseur
 $z_s = 70,56$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)
 $I_s = 27129,17$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 4,79$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 50,04$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma = 36,79$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 63,91$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_n, \tau / (0.58) \cdot \sigma_z) / (f_{vn}/\gamma_{Mn}) \leq 1.0$ (6.1) $0.06 < 1.00$ **Vérif** (0.06)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 29,27$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 29,27$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{i,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 4,82$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{i,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.10 < 1.00$ **vérifié** (0.10)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.15 < 1.00$ **vérifié** (0.15)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.14 < 1.00$ **vérifié** (0.14)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 92,92$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0,00$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.42 < 1.00$ **vérifié** (0.42)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 122,66$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 122,66$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 61,32$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 267,32$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.70 < 1.00$ **vérifié** (0.70)

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 129,66$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 129,66$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 119,60$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 331,89$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.87 < 1.00$ **vérifié** (0.87)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau) $\sigma_{\perp} = 45,99$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)] $\tau_{\perp} = 45,99$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)] $\tau_{\parallel} = 84,81$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)] $\sigma_z = 173,32$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)] $\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,45 < 1,00$$

vérifié

(0,45)

Rigidité de l'assemblage**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$** $b_{eff} = 185,92$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)] $b_{eff} = 185,92$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)] $l_{eff} = 454,92$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1,275 \cdot E)$$

 $k_{13,y} = 34,76$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11] $l_{eff} = 272,22$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] $m = 66,42$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_{p3} / (m^3)$$

 $k_{15,y} = 25,27$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11] $L_b = 305,00$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1,6 \cdot A_b / L_b$$

 $k_{16,y} = 2,94$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11] $\lambda_{0,y} = 0,64$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)] $S_{j,ini,y} = 202523,20$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12] $S_{j,rig,y} = 884587,20$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5] $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]**Composant le plus faible :**

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,87

X-7-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons possédé la vérification des différents d'assemblage de Structure, est-ce là d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul robot.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La vérification des ossatures en charpente métallique doit être satisfaite à la condition de sécurité et d'économie.

Les règles de vérification doivent être aussi améliorées de telle façon à obtenir une vérification précise et plus simplifiée que possible.

Le travail que nous avons réalisé, a permis de mettre en pratique, les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie mécanique et en particulier la construction métallique.

Le stage pratique effectué à COSIDER P30 nous a permis :

- ❖ D'effectuer un travail collectif qui nous a permis de connaître les tâches d'un ingénieur dans une entreprise.
- ❖ D'actualiser, améliorer nos connaissances théoriques et de s'adapter en milieu industriel.
- ❖ De maîtriser le logiciel de calcul **ROBOT** qui permet : un calcul rapide, facilite les tâches critiques et enfin minimise les erreurs commises manuellement.
- ❖ Connaître et appliquer les nouveaux règlements de calcul (LES EUROCODES, le RPA 99 version 2003 et le DTR Algérien).

Bibliographie

Bibliographie

✓ Codes et règlements :

- ❖ **Eurocode 3**, « Calcul des structures en acier »,
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ❖ **Eurocode 3**, « Calcul des structures en acier et document d'application nationale »,
Partie 6 : Chemins de roulement.
- ❖ **Règlement Neige et Vent**, R.N.V. 99, Centre National d'Etudes et de Recherche
Intégrée du Bâtiment, CNERIB, Alger, 99.
- ❖ **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**, Centre National de
Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Alger, 2003.
- ❖ CTICM.
- **Livres :**
 - ❖ **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel**, Conception et dimensionnement des halles et
bâtiments, volume 11, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne,
1994.
 - ❖ **Jean MOREL**, Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3
Editions Eyrolles, Paris, 1994.
 - ❖ **Claude HZARD**, MEMOTECH, structures métalliques. Editions CASTEILLA, Paris
1997.
 - ❖ **Logiciels :**
 - Robot structure V20
 - Tekla structure V18
- **Mémoires :**
OUACHEK Fatma et MORSLI Naima (promo 2016/2017) (option structure métallique)
(theme : Etude et conception d'un Atelier de réparation et maintenance des engins avec
mezzanine et pont roulant de capacité de levage 15 tonnes) (faculté d'ingénieur)