

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Constructions métalliques

Thème

Etude d'un hangar métallique équipé d'un pont
roulant de capacité 15 tonnes

Présenté par :

Mme BOULAIKI Fatiha

Devant le jury composé de :

Mr BOUDJEMIA Ahmed	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président.
Mr AKKOUCHE Karim	Maitre de conférences 'UMMTO	Examineur.
Mr DAHMANI Lahlou	Professeur à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024/2025



Remerciements

Il m'est agréable, en préambule de ce mémoire, d'exprimer ma gratitude envers toutes celles et ceux qui ont contribué, par leur soutien, leurs conseils et leur accompagnement, à la réalisation de ce travail.

Je rends tout d'abord grâce à **Allah, Le Tout-Puissant**, pour m'avoir accordé la santé, la patience et les moyens nécessaires afin de mener à bien ce mémoire.

Je souhaite ensuite adresser mes sincères remerciements à mon encadrant, **Monsieur DAHMANI L.**, pour sa disponibilité, ses orientations précieuses et la pertinence de ses remarques, qui ont guidé mes réflexions et enrichi considérablement ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer ce mémoire et pour l'intérêt qu'ils lui ont accordé.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance envers l'ensemble des enseignants de la section, ainsi que le personnel de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration, pour leur soutien tout au long de mon cursus.

Enfin, j'adresse mes remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont apporté leur aide, leurs encouragements et leur soutien à l'accomplissement de ce travail.

2025





Dédicace

Ce mémoire représente l'aboutissement de plusieurs années d'efforts, de persévérance et de sacrifices. Il symbolise non seulement une réussite académique, mais aussi un chemin personnel jalonné de défis et d'apprentissages.

*Je dédie ce modeste travail avant tout à **ma petite fille chérie**, ma plus grande source d'inspiration et de motivation. Son amour et sa présence ont été pour moi une lumière constante dans les moments de doute et de fatigue.*

*Je le dédie également à **moi-même**, pour la détermination et la volonté qui m'ont permis de reprendre mes études et de surmonter les obstacles rencontrés tout au long de ce parcours.*

*Mes pensées vont aussi à **ma famille et à mes proches**, pour leur soutien inconditionnel, leurs encouragements et leurs prières qui ont nourri ma force intérieure.*

*Je n'oublie pas **mes camarades de la session**, avec qui j'ai partagé des instants de travail, d'entraide et de solidarité, et qui ont contribué à rendre cette expérience plus riche et plus humaine.*

*Enfin, j'adresse cette dédicace à **toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à cette réussite**, par un mot, un conseil, ou un geste d'encouragement.*



TABLE DES MATIERES

Remerciements

Dédicace

Liste des tableaux

Listes des figures

Liste des abréviations

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction 2

I.2. Présentation de l'ouvrage..... 2

I.2.1. Caractéristiques géométriques 2

I.2.2. Lieu d'implantation du projet2 3

I.2.3. Plan en 3D..... 3

I.3. Matériaux utilisés 3

I.3.1. Acier 3

I.3.2. Béton 5

I.4. Assemblages 5

I.4.1. Boulonnage 6

I.4.2. Soudage 6

I.5. Règlements et techniques utilisées 7

Chapitre II : Etude climatique

II.1 Introduction..... 9

II.2. Etude au vent..... 9

II.2.1. Données relatives au site..... 9

II.2.2 Coefficients dynamiques..... 9

II.2.3 Coefficient de topographie Ct 9

II.2.4 Coefficient de rugosité 9

II.2.5 Coefficient de turbulence Iv 10

II.2.6 Coefficient d'exposition Cex 10

II.2.7 Coefficient dépression dynamique de pointe qpz..... 10

II.2.8 Coefficient de pression intérieure Cpi..... 10

II.2.9 Coefficient de pression extérieure Cpe..... 11

II.3. Pression aérodynamique du vent wz 14

II.4. Calcul de la force de frottement	15
II.4.1. Action d'ensemble	16
II.4.2. Calcul de la stabilité d'ensemble (pression intérieure).....	20
II.5. Action de la neige	21
II.5.1. Domaine d'application.....	21
II.5.2. Charge de neige sur le sol.....	22
II.5.3. Calcul de la charge de neige sur la toiture.....	22
II.5.4. : Disposition de charges sans accumulation.....	23
II.5.5. Disposition de charges sans accumulation	23
II.6 Conclusion.....	23

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

II.1. Introduction.....	24
III.2. Choix des panneaux de couverture	24
III.2.1. Panneaux de couverture de toiture	24
III.2.2 Bardage pour les parois verticales	24
III.3 Calcul des pannes	25
III.3.1. Définition.....	25
III.3.2.1 Evaluation des charges et surcharges.....	25
III.3.2.2 Prédimensionnement.....	25
III.3.2.3. Classe de la section	28
III.3.2.4. Vinification à 1'ELU	29
III.3.2.5. Vinification à 1'ELS.....	36
III.4. Calcul des liernes	37
III.4.1 Définition.....	37
III.4.2 Calcul structurel.....	37
III.5. Echantignolle	38
III.5.1. Définition.....	39
III.5.2. Calcul structurel	37
III.6 Calcul des lisses de bardage.....	39
III.6.1 Définition.....	39
III.6.2 Calcul structural.....	40
III.6.2.1 Evaluation des charges et surcharges.....	40
III.6.2.2 Prédimensionnement.....	40
III.6.3. Vérification à 1'ELS.....	46
III.7. Calcul des potelets	47

III.7.1 Définition	47
III.7.2 Calcul structurel	47
III.7.2.1 Evaluation des charges et surcharges	47
III.7.2.2 Prédimensionnement	48
III.7.2.3 Classe de la section	49
III.7.2.4 Verificat1on à l'ELU	49
III.8. Calcul des contreventements	53
III.8.1. Définition	53
III.8.1.1. Poutre au vent	53
III.8.1.2. Palée de stabilité	54
III.8.2. Calcul structural	54
III.8.2.1. Poutre au vent	54
III.8.2.2. Palée de stabilité en long pan	58
III.8.2.3. Moment de la poutre au vent	60
III.9. Conclusion	66

Chapitre IV : Calcul du pont roulant

IV.1. Introduction	67
IV.2. Définition	67
IV.3. Calcul structural	67
IV.3.1. Evaluation des charges	67
IV.3.2. Calcul des réactions au niveau des galets	68
IV.3.2.1. Réaction vertical maximal par galet	68
IV.3.2.2. Réaction vertical minimal par galet	69
IV.3.3. Charge horizontales	69
IV.3.3.1. Charge horizontales longitudinale	70
IV.3.3.2. Charge horizontales transversales	70
IV.3.3.3 Force horizontales produit par marche en crabe de l'appareil de levage	71
IV.3.4. Dimensionnement de la poutre de roulement	74
IV.3.5. Vérification au états limite de service (ELS)	76
IV.3.6. Calcul des sollicitations internes	76
IV.3.6.1. Calcul des moments maximaux	76
IV.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant maximal	78
IV.3.6.3. Charge pondérée	79
IV.3.7. Vérification de la section à l'ELU	80
IV.3.7.1. Classe de la section	80

IV.3.7.2. Résistance au cisaillement aux appuis	80
IV.3.7.3. Résistance de la section à la flexion dérivée (bi-axiale) composée.....	81
IV.3.7.4. Résistance aux instabilités.....	82
IV.3.7.5 Résistance au cisaillement (EC3, page 187).....	84
IV.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale	84
IV.3.8. Dimensionnement du support du chemin de roulement	85
IV.4. Conclusion.....	86

Chapitre V : Etude sismique

Introduction	87
V.1. Choix de la méthode de calcul.....	87
V.1.1 Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente.....	87
V.1.2 Principe de la Méthode MSE.....	88
V.2 Calcul de la force sismique totale V	88
V.2.1. Coefficient d'accélération de zone A	89
V.2.2. Facteur d'amplitude dynamique moyen D	89
V.2.3. Coefficient de comportement global de la structure R :	90
V.2.4. Facteur de qualité Q.....	91
V.2.5 Poids total de la structure W	91
V.2.6. Calcul de la force sismique	93
V.3. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur.....	93
V.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	94
V.5. Comparaison des résultats sismique avec ceux du vent.....	94
V.6. Conclusion.....	95

Chapitre VI: Étude de portique

VI.1 Introduction.....	96
VI.2 Calcul du portique	96
VI.3. Evaluation des charges	97
VI.4 Bilan des efforts dans la traverse	97
VI.5 Bilan des efforts dans le poteau	100
VI.6. Pré dimensionnement de la traverse	103
VI.7. Vérification à l'ELU	104
VI.7.1. Vérification à l'effort tranchant	104
VI.7.2. Vérification à la flexion composée	104
VI.7.3. Vérification de l'effort normal	105
VI.7.4. Vérification du moment fléchissant	105

VI.7.5. Vérification de l'élément aux instabilités	107
VI.8 Vérification des poteaux.....	109
VI.8.1 Vérification au flambement par rapport à l'axe y-y	110
VI.8.2 Vérification au flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique)	
VI.8.3 Calcul la résistance au déversement	111
VI.8.4. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} (EC3 , table B1)	111
Conclusion.....	112

Chapitre VII : Vérification des éléments de la structure avec ROBOT

VII.1. INTRODUCTION.....	113
VII.2. PANNE	113
VII.3. LISSE	115
VII.4. POUTRE DE ROULEMENT	116
VII.5. SUPPORT	118
VII.6. CONTREVENTEMENT	120
VII.7. POTELET	122
VII.8. TRAVERSE	124
VII.9. POTEAU	125
VII.10. CONCLUSION.....	127

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

VIII.1 Introduction	128
VIII.2 Fonction des assemblages	128
VIII.3 Calcul des assemblages	129
VIII-3-1 Assemblage manuelle	129
VIII-3-1-1 Assemblage Poteau Traverse (IPE 450 – IPE 400).....	129
VIII-3-1-3 Le moment résistante effectif de l'assemblage	130
VIII-3-1-4 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant par boulon	130
VIII-3-1-5 Verification ç la resistance de l'ame du poteau IPE 450 dans la zone tendue	131
VIII-3-1-6 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone comprime	131
VIII-3-1-7 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone cisaille	133
VIII-3-1-8 Conclusion	133
VIII.4 Calcul de l'assemblage du faitage	133
VIII-4-1 La disposition constructive des boulons ;	134
VIII-4-2 Efforts de calcul.....	134
VIII-4-3- Vérification à la résistance	135
VIII-4-4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	135

VIII-4-5 Conclusion	136
VIII.5 Assemblage avec ROBOT	136
VIII-5-1 Assemblage Poteau (IPE 450) –Traverse (IPE400)	136
VIII-5-2 Assemblage Traverse (IPE 400) –Traverse (IPE400)	153

Chapitre IX : Base Des Poteaux

IX.1 Introduction.....	166
IX.2 Calcul de la base de potelet	167
IX.2.1 Evaluation des charges	167
X.2.2 Résistance du béton à la compression	167
IX.2.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	167
IX.2.4 Estimation de la section de la plaque d'assise.....	167
IX.2.5 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise.....	168
IX.3 Calcul de la base de poteau du hangar	171
IX.3.1 Base de poteau encastré	171
IX.3-2 Evaluation des charges	172
IX.3-3 Dimensionnement de plaque d'assise	172
IX.3-4 Dimensionnement de la fondation.....	172
IX.3-5 La résistance à la traction d'un boulon d'ancrage.....	172
IX.3-5-1 La résistance de la plaque d'assise en flexion	173
IX.3-5-2 Résistance du béton à la compression	173
IX.3-5-3 Résistance du calcul a l'écrasement du matériau de scellement	173
IX.3-5-4 Calcul de la largeur d'appui additionnelle C	173
IX.3-5-5 Calcul de l'excentricité de la charge de compression	173
IX.3-5-6-Vérification de la plaque d'assise	174
IX.3-5-7 Vérification de l'épaisseur de la plaque	174
IX.3-5-8 Calcul des boulons d'ancrage	175
IX.3-5-9 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	175
IX.4 Note de calcul la base de poteau	177
IX.5 Note de calcul la base d'articulé.....	192

Chapitre X : Calcul des Fondations

X.1 Introduction	199
X.2 Définition	199
X.2-1 Calcul des fondations des poteaux.....	199
X.2-2 Dimensionnement de la fondation à l'ELS	200
X.2.2.1 Charge axiale ultime de compression	200

X.2.2.2 Moment fléchissant de service	200
X.2.3. L'Aire de la fondation en béton	200
X.2.3.1 Hauteur de la semelle	200
X.2.3.2 Effort normal a la base de la semelle	201
X.2.3.3 Calcul des pressions sous la fondation a L'ELU	202
X.2.3.4 Calcul des armatures dans la direction du moment	202
X.2.3.5 Calcul des armatures dans la direction transversale	203
X.2.5 Vérification au cisaillement	204
X.2.6 Vérification au poinçonnement	205
X.3 Calcul des longrines	205
X.3.1 Introduction	205
X.3.2 Dimension des longrines	206
X.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal	206
X.3.4 Conclusion	207
Conclusion Générale	209
ANNEXE.....	210
Références bibliographiques	224

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en 3D du projet	3
Figure I.2 : Courbe Contrainte déformation	4
Figure I.3 : Les caractéristiques des profilés laminés	5
Figure I.4 : Les Boulons Traditionnels	6
Figure I.5 : Les différent type de soudure	7
Figure I.6 : Les différent type de soudure d'angle.....	7
Figure II.1 : la répartition des zones de pression sur les parois (V1)	11
Figure II.2 : Valeurs des coefficients de pressions extérieur C_{pe} (parois Verticales) $\theta = 90^\circ$	
Figure II.3 : la répartition des zones de pression sur les parois (V2).	12
Figure II.4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieur C_{pe} (parois Verticales) $\theta = 0^\circ$	
Figure II.5 : Représentation des surfaces de frottement	15
Figure II.6 : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$), Pente du versant : $\alpha=6,84^\circ$	17
Figure II.7 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.	22
Figure II.8 : charge de la neige sons redistribution par le vent.....	23
Figure II.9 : charge de neige	23
Figure III.1 . Fiche Technique des panneaux sandwich de la toiture	24
Figure III.2 . Coupe transversale du panneau de couverture de la toiture	24
Figure III.3 . Fiche Technique du Bardage à fixation cachée.....	25
Figure III.4 . Coupe transversale du Bardage à fixation cachée	25
Figure III.5 . L'effort du vent sur la poutre	54
Figure III.6 . Représentation des efforts horizontaux	55
Figure III.7 . Surface tributaire d'une palé de stabilité.....	58
Figure III.8 . Palée des stabilités.....	59
Figure IV.1 . Pont roulant bipoutre	67

Figure IV.2. Dimensions et hauteurs.....	67
Figure IV.3. Position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement.	68
Figure IV.4 : Poutre déroulement avec un rail.....	86
Figure VI.1 : Vue de face du portique.	96
Figure VI.2 Diagramme des effort Normal sollicitant sous COMB118 [N_{sd} (kN)].....	98
Figure VI.3 Diagramme des moments fléchissant sollicitant sous COMB118 $M_{y.sd}$ (kN.m)]	
Figure VI.4 Diagramme des efforts tranchants sollicitant sous COMB118 $V_{z..sd}$ (kN.) .	100
Figure VI.5 Diagramme des effort Normal sollicitant sous COMB233 [N_{sd} (kN)].....	101
Figure VI.6 Diagramme des moments fléchissant sollicitant sous COMB233 $M_{y.sd}$ (kN.m)]	
Figure VI.7 Diagramme des efforts tranchants sollicitant sous COMB233 $V_{z..sd}$ (kN.) .	103
Figure VIII.1: assemblage Poteau Traverse	129
Figure VIII-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	134
Figure VIII-3 : Détails sur l'assemblage de faitage.....	135
Image VIII.4 : Vérification d'assemblage avec ROBOT	136
Figure IX.1 : Base de poteau.....	167
Figure IX-2 : Pieds de poteau articulés.....	167
Figure IX.3 : Types de tiges d'ancrage.....	170
Figure IX.4 : Les détails de la base de potelet et ses dimensions	171
Figure IX.5 : Pieds de poteau encastés.....	172
Figure IX.6 : Les longueur de la tige d'ancrage.	176
Figure IX.7 : Les détails de la base de poteau et ces dimensions	177
Figure X.1. Exemple d'une semelle isole avec des tiges d'encrage et des longrines.....	199
Figure X.2 : dimension de la fondation.	200
Figure X.3 : Ferrailage des longrines et leur dimension.	207

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Les caractéristiques de l'acier.....	4
Tableau I.2. Les caractéristiques du Béton.....	5
Tableau II.1. Pression aérodynamique du vent $\theta = 0$	14
Tableau II.2. Pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$	15
Tableau II-3 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure +0,2).....	17
Tableau II-4 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure -0,3)	18
Tableau II-5 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure +0,2)	18
Tableau II-6 : valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure -0,3)	19
Tableau II.7 : Valeurs des forces les plus défavorables et coordonnées des points d'application (vent $\theta = 0^\circ$)	19
Tableau III.1. Valeur des charges d'entretiens.	26
Tableau III : Les caractéristiques du profile IPE160 (conforme EN 10163.3.2004 classe C sous classe 1) 28	
Tableau III.3 : Les caractéristiques du profile IPE200 (conforme EN 10163.3.2004 classes C sous classe 1)	33
Tableau III.5 les caractéristiques du profile UPE 140 (conforme à EN 10163-3-2004 ...	41
Tableau III.6 les caractéristiques du profile UPE 160 (conforme à EN 10163-3-2004 ...	44
Tableau III.7 les caractéristiques du profile HEB220 (conforme à EN 10163-3-2004 ca=lasse c, sous classe 1)	48
Tableau III.7. Coefficient minorateur β_2 et β_3	49
Tableau IV.1. Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement	74

Tableau IV.2 : Les caractéristiques du profile HEM340 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)	75
Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats	80
Tableau V. 1: coefficient d'accélération de zone A	89
Tableau V.2 : Evaluation des actions permanentes pour Niveau 1.	92
Tableau V.3 : Evaluation des actions permanentes pour niveau 2.	93
Tableau VI.1 : Les caractéristiques géométriques de l'IPE400 (conforme EN 10163.3.2004)	104
Tableau VI.2 : Caractéristique géométrique de IPE	105

LISTE DES ABRIVIATIONS

G : Charges permanents.

E : Surcharges d'entretien.

N : Surcharges climatiques de neige.

V : Surcharge climatique du vent.

V' : Effort de compression du au vent provenant du mur pignon.

Ffr : Force de frottement.

Qy,sd : Charge applique dans le plan perpendiculaire à l'âme.

Qz,sd : Charge applique dans le plan de l'âme.

My,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe yy cause par la charge Qz,sd .

Mz,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe zz cause par la charge Qy,sd .

Mcr : Moment critique élastique de déversement.

Nsd : Effort normal.

Vy,sd : Effort tranchant dans le plan des semelles.

Vz,sd : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

Nt,Rd : Résistance de calcul de section a la traction.

Npl,Rd : Résistance plastique de la section brute.

Nu,Rd : Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.

Nc,Rd : Effort de résistance à la compression.

Vpl,Rd : Résistance de la section a l'effort tranchant.

Mc,Rd : Moment fléchissant de résistance.

$Mely,Rd$: Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy .

$Melz,Rd$: Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz .

$Mply,Rd$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy .

$Mplz,Rd$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz .

Mb,Rd : Moment fléchissant de résistance au déversement.

Mv,Rd : Effort tranchant, Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort.

MNy,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy réduit l'effet de l'effort normal.

MNz,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz réduit l'effet de l'effort normal.

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique de matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

ν : Coefficient de Poisson.

A : Aire de la section brute.

A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe yy .

I_z : Moment d'inertie suivant l'axe zz .

d_0 : Diamètre de trou.

\emptyset : Diamètre de boulon.

t : Epaisseur de la tôle.

t_f : Epaisseur de la semelle.

t_w : Epaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

r : Rayon de raccordement âme/semelle.

i_y : Rayon de giration suivant l'axe yy .

i_z : Rayon de giration suivant l'axe zz .

yy : Axe parallèle aux semelles (Axe fort).

zz : Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible).

l, l_0 : Longueur de l'élément.

l_y : Longueur de flambement autour de l'axe yy .

l_z : Longueur de flambement autour de l'axe zz .

L : Longueur de flambement latéral (pour le déversement).

$W_{el,y}$: Module de résistance élastique de la section suivant l'axe yy .

$W_{el,z}$: Module de résistance élastique de la section suivant l'axe zz .

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

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

w_{eff} : Module de résistance élastique de la section efficace.

p : Poids propre.

γ_M : Facteur partiel de sécurité du matériau.

γ_F : Coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée.

ψ : Coefficient de combinaison.

Δ : Déplacement.

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement eulérien.

λ : Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

λ_{LT} : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

χ : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

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

f_y : Fleche suivant l'axe yy.

f_z : Fleche suivant l'axe zz.

f_{ad} : Fleche admissible.

λ_{lim} : L'élancement limite.

β_j : Coefficient du matériau de scellement.

c : Largeur d'appui additionnelle pour les plaques d'assises.

t_p : L'épaisseur minimale de la plaque d'assise.

f_{ck} : Résistance du béton a la compression.

f_{jd} : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.

f_{cd} : Résistance de calcul a l'écrasement du béton.

F_v, R_d : Résistance de calcul au cisaillement du scellement de la plaque l'assise du poteau.

$q_p(z_e)$ (en daN/m²) : pression dynamique de pointe à la hauteur z_e .

c_f : Coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction (donner en section 8).

A_{ref} (en m²) : L'aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).

F_{fr} : Les forces de frottements (d'entretien) éventuelles.

A_{fr} : L'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

c_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

z : Hauteur de référence { $z = z_e$ pour les actions exterieures

$z = z_i$ pour les actions exterieures

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent (section 4.1.2).

$c_e(z)$: Coefficient d'exposition du vent (section 4.1.4).

c_r : Coefficient de rugosité (section 5.2).

c_t : Coefficient de topographie (section 5.3).

I_v : L'intensité de la turbulence (section 5.4).

k_T : Facteur du terrain.

z_0 : Longueur de rugosité.

z_{min} : Hauteur minimale (en m).

S_k : La charge de neige sur le sol (en KN/m²).

μ : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

c_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

c_{my}, c_{mz}, c_{mLT} : Facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux.

c_{fr} : Coefficient de frottement.

β_j : Coefficient relatif à la liaison

γ_c : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

$a_1 \times b_1$: Section efficace du bloc de fondation.

f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.

f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

I_p : Inertie du poteau.

I_t : Inertie de la ferme.

S_{sup} ; S_{inf} : Aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

v_{sup} ; v_{inf} : Les distances entre le centre de gravité de la ferme et les axes de membrures supérieures et inférieures à mi-travée.

σ_f : Contrainte de flexion due au vent.

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

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

$\sum Q_{r,max}$: Somme des charges maximales $Q_{r,max}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_{r,(max)}$: Somme des charges maximales d'accompagnement $Q_{r,(max)}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

$Q_{\square,nom}$: Masse à lever nominale.

Q_{c1} : Poids propre du pont roulant.

Q_{c2} : Poids propre du chariot.

Q_{\square} : Poids propre de la masse à lever.

$Q_{r,min}$: Charge minimale par galet de l'appareil de levage à vide.

$Q_{r,(min)}$: Charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide.

$\sum Q_{r,min}$: Somme des charges minimales $Q_{r,min}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_{r,(min)}$: Somme des charges minimales d'accompagnement $Q_{r,(min)}$ par chemin de roulement

de l'appareil de levage en charge.

n_r : Nombre de poutres de roulement.

K : Force d'entraînement.

φ_5 : Coefficient dynamique.

m_w : Nombre de galets entrainés.

μ : Coefficient de frottement (acier – acier).

α_0 : Angle de base.

x : Glissement latéral (guidage par le flanc des galets).

f : Coefficient non positif ou α est l'angle de marche en crabe.

e_1 : Guidage au droit de la paire de galet 1.

e_2 : Distance de la paire de galet 2 au guidage.

m : Système indépendant de galets fixes.

n : Nombre de paires de galets.

Q_{\square} : La masse à lever

l_{eff} : La largeur efficace dame sur laquelle la pression locale est évaluée.

$\square_{r,wear}$: La hauteur du rail en tenant compte de l'usure (wear).

\square_r : La hauteur de rail.

$\sigma_{z,sd}$: Contrainte de compression verticale sous la semelle supérieure.

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction.

φ_5 : Coefficient dynamique.

$K_1 ; K_2$: Forces longitudinales de la force d'entraînement.

H_T : Forces Horizontales Transversales.

Q_{\square} : la masse à lever.

$Q_{c,2}$: Le poids du chariot.

S : pour marche en crabe ;

$HS_{i,j,k}$

$\{i : \text{pour une poutre de roulement} ; \}$: Charge au niveau de chaque galet.

j : pour une paire de galet ;

k : pour la direction de la force.

$Q_{r,max}$: Charge verticale maximale.

$H_{S,T}$: Charge horizontale transversale due à la marche en crabe du pont.

H_L : Charge horizontale longitudinale.

H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.

φ : Défaut initial d'aplomb.

α_{\square} : Coefficient de réduction applicable au poteau.

α_m : Coefficient de réduction tient compte de nombre de poteaux dans une rangée.

N_1 : Effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

k_s : Trou normal.

μ : Coefficient de frottement.

F_{pc} : Précontrainte de calcul.

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : Epaisseur de lame du poteau.

b_{eff} : Entraxe rangées des boulons.

t_{fb} : Epaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Epaisseur semelle poteau.

t_p : Epaisseur platine d'extrémité.

r_c : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

a_p : Epaisseur de la gorge de la soudure.

σ_c, s_d : Contraint normal de compression dans l'âme du Poteau.

d_{wc} : Hauteur utile du poteau.

P_p : Poids propre de la semelle.

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction.

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

F_{PC} : Précontrainte de calcul.

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du Poteau à la traction.

t_{wc} : Epaisseur de l'ame du Poteau.

t_{fb} : Epaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Epaisseur semelle poteau.

t_p : Epaisseur platine d'extrémité.

r_c : Rayon de raccordement ame/semelle du poteau.

a_p : Epaisseur de la gorge de la soudure.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit de la partie efficace de l'ame.

d_{wc} : Hauteur utile du Poteau.

$\sum N_i$: Somme des efforts dans les boulons tendus.

Introduction Générale

Les études en génie civil visent à concevoir des structures capables de résister aux sollicitations naturelles comme les séismes, le vent, ainsi qu'aux charges permanentes ou temporaires. Cela demande des systèmes structuraux efficaces, capables de transmettre correctement les efforts aux fondations.

La construction métallique occupe une place importante dans ce domaine, car l'acier, léger et résistant, permet de réduire les coûts des fondations et d'optimiser l'utilisation des sites. De plus, il offre la possibilité de réaliser des ouvrages modernes aux formes variées et aux grandes portées.

Dans ce projet de fin d'études, nous avons pour mission de réaliser une étude technique complète portant sur le dimensionnement et la vérification d'un hangar métallique destiné à accueillir un pont roulant pour une activité de fabrication. Cette analyse sera effectuée conformément aux normes et règlements en vigueur, tels que le CCM97, les Eurocodes, le RPA99 version 2003, le RNV 2013 et le BAEL.

Chapitre I :

Généralités

I.1. Introduction :

Dans ce 1^{er} chapitre, nous donnons un ensemble de définition et décrivons un ensemble de concept qui permettent de définir le cadre général de ce mémoire.

I.2. Présentation de L'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique d'une surface de 600.00 m² à usage industriel composé d'un grand espace pour la fabrication, équipé d'un pont roulant d'une capacité de levage de 15 Tonnes destiné à déplacer et mise en œuvre des machines industriel et leur équipement.

L'ouvrage est situé à la Cite Militaire Dar el Baida , Wilaya ALGER

I.2.1. Caractéristiques Géométriques du projet :

Notre ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Largeur de 20.00 m
- Longueur de 30.00 m
- Espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de dix (06) portiques.
- Hauteur totale (au faitage) de 10.20 m
- Hauteur des poteaux de 9.00 m
- Hauteur du pont roulant (à la poutre a chemin de roulement) de 7.00 m
- Pente du versant de 6.84°

I.2.2. Lieu d'implantation du projet :

Le projet est implanté dans un terrain plat

- Contrainte admissible du sol est de 2 Bar (à une profondeur de 1.00 m du sol)
- Altitude de 25 m
- Zone de neige : Zone B
- Zone du vent : Zone I
- Zone sismique : Zone IIb

I.2.3. Plan en 3D

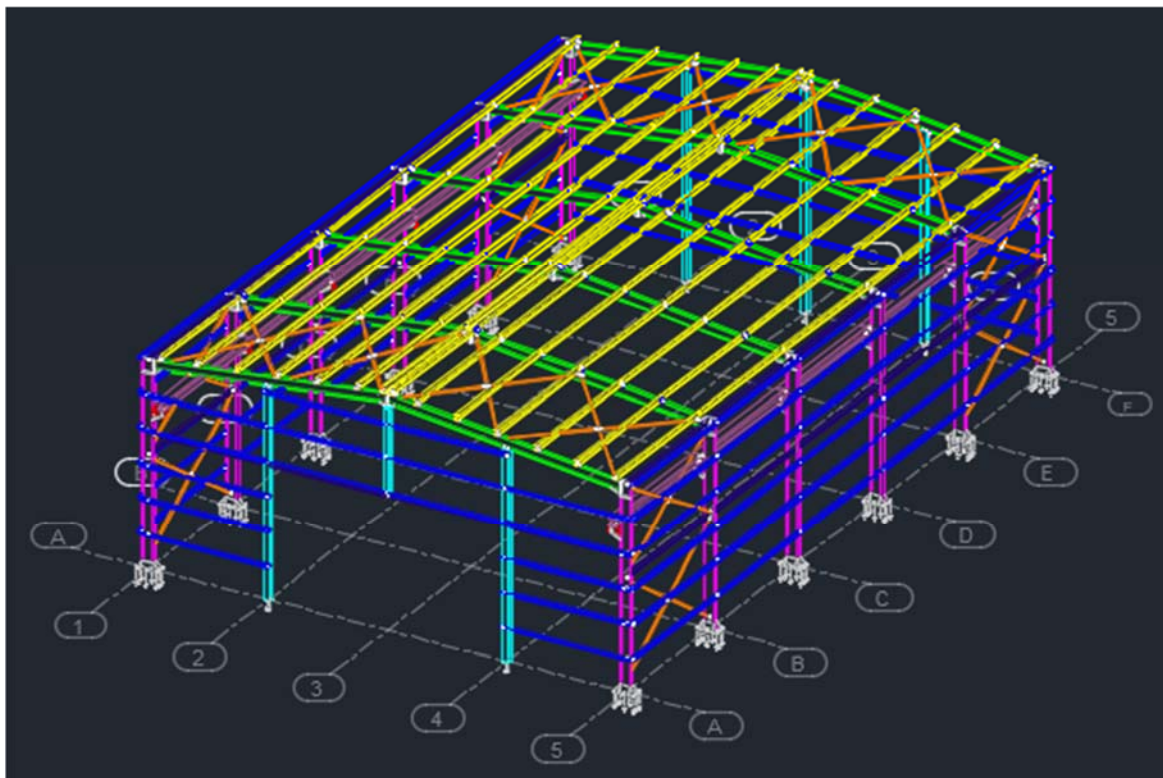


Figure I.1 : Vue en 3D du projet

I.3. Matériaux Utilisé :

I.3.1. Acier :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique, L'acier est constitué d'au moins deux éléments, majoritairement le fer puis le carbone dans des proportions comprises entre 0,02 % et 1,67 % en masse.

L'essai de traction permet d'obtenir les principales propriétés mécaniques de l'acier nécessaires aux calculs de dimensionnement. Cet essai consiste en une mesure continue de la déformation d'une éprouvette en fonction de la contrainte de traction appliquée à celle-ci.

La courbe Figure I.1 obtenue permet d'identifier trois phases principales :

Une phase initiale (OA) où l'on observe un comportement élastique (proportionnalité entre la contrainte et la déformation). Durant cette phase la déformation est réversible ;

Une phase d'accélération de la déformation (AC) correspondant à une plastification du matériau (déformation permanente) ;

Une phase de rupture (D) où l'on constate une diminution soudaine de la contrainte (striction de l'éprouvette) pendant que la déformation se poursuit

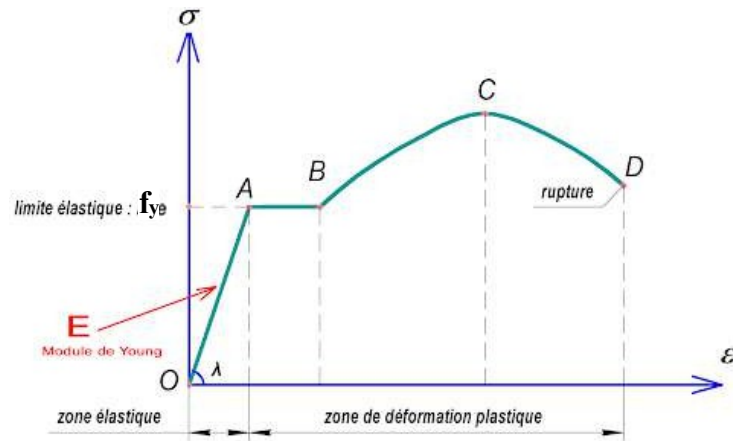


Figure I.2 : Courbe Contrainte déformation

Les caractéristiques de l'acier utiliser dans notre projet suivant le tableau I.1 :

Tableau I.1. Les caractéristiques de l'acier

La nuance d'acier (Les armature de ferrailage) F_s (MPa)	La limite élastique F_y (MPa)	La résistance à la traction F_u (MPa)
400	235 et 355	360
La masse volumique ρ (Kg/m ³)	Module d'élasticité Longitudinale E (MPa)	Module d'élasticité transversale G (MPa)
7701	210 000	810 00
Le coefficient de poisson ν	Module cisaillement G $G = E / [2(1+\nu)]$ (daN/mm ²)	Coefficient de dilatation thermique α
0.3	8 080	11×10^{-6}

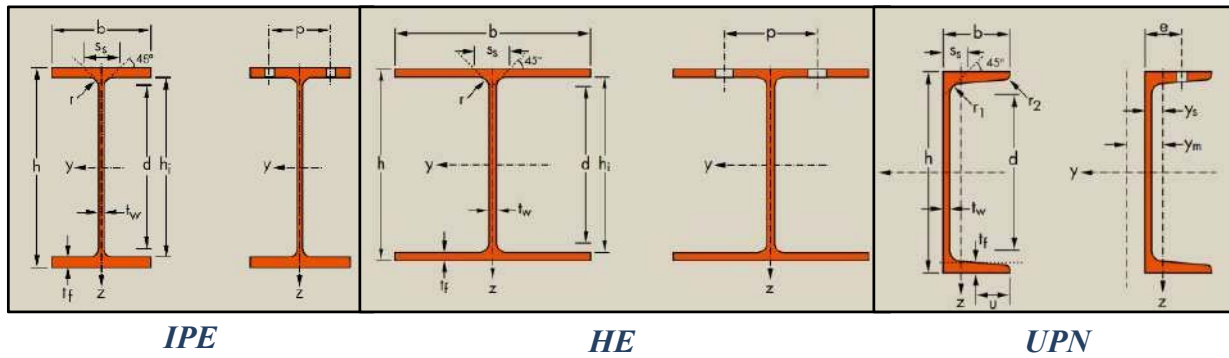


Figure I.3 : Les caractéristiques des profilés laminés

I.3.2. Béton :

Un béton est constitué de granulats (gravillons + sable), de ciment et d'eau. Le mélange ciment/eau forme une pâte ou colle qui durcit, et caractérisé par sa bonne résistance à la compression

Les caractéristiques du béton utiliser dans notre projet suivant le tableau I.2 :

Tableau I.2. Les caractéristiques du Béton.

La résistance caractéristique à la compression F_{c28} (MPa)	La résistance caractéristique à la Traction F_{t28} (MPa) $F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28}$	Poids Volumique ρ (Kg/m ³)	Module d'élasticité E (MPa)
25	2.1	2 500	32 164 200

I.4. Les Assemblages :

Un assemblage est dispositif qui permet de réunir et de solidarise plusieurs pièces entre elle, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasite notamment torsion [1 Dahmani]

Les Modes d'assemblages utilisés dans notre structure sont :

I.4.1. Boulonnage :

Un boulon traditionnel est un ensemble constitué d'une vis, filetée sur tout ou partie de sa longueur, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. En construction métallique, les têtes de vis les plus courantes sont de forme hexagonale, figure I.2.

Du fait de sa simplicité de pose et des possibilités de réglage qu'il autorise, le boulonnage est un moyen d'assemblage très utilisé, notamment pour réaliser des ossatures de bâtiments métalliques.

Les boulons traditionnels peuvent être classés selon leur mode de mise en œuvre qui conditionne également le mode de transmission des efforts.

- On distingue :
 - Les boulons ordinaires, mis en place par un serrage sans spécification particulière, Figure I.3.a
 - Les boulons précontraints pour lesquels le serrage est nécessairement contrôlé, Figure I.3.b

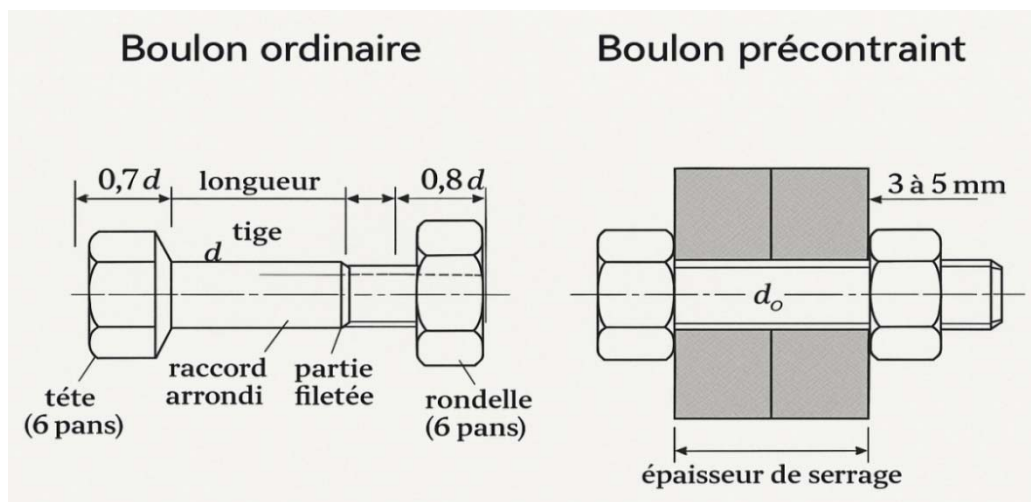


Figure I.4 : Les Boulons Traditionnels

I.4.2. Soudage :

Dans la construction soudée des Bâtiments, 80 % environ des soudures sont des soudures d'angle Figure I.3 et 15 % des soudures bout à bout Figure I.4. Les 5 % restant sont des soudures en bouchant, en entaille et par point.

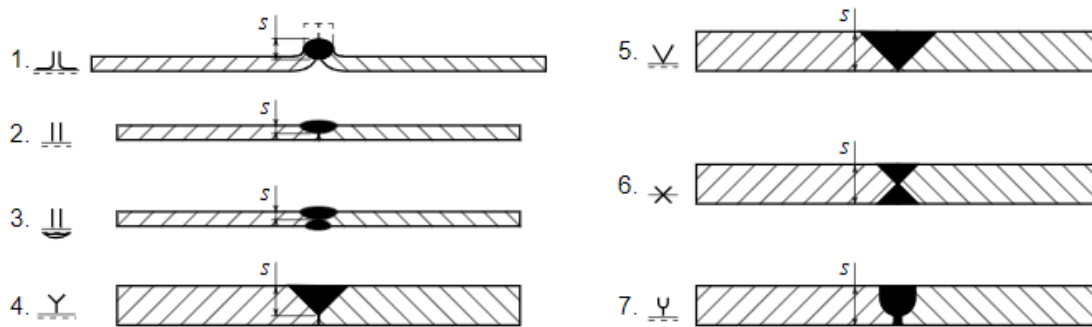


Figure I.5 : Les différents types de soudure

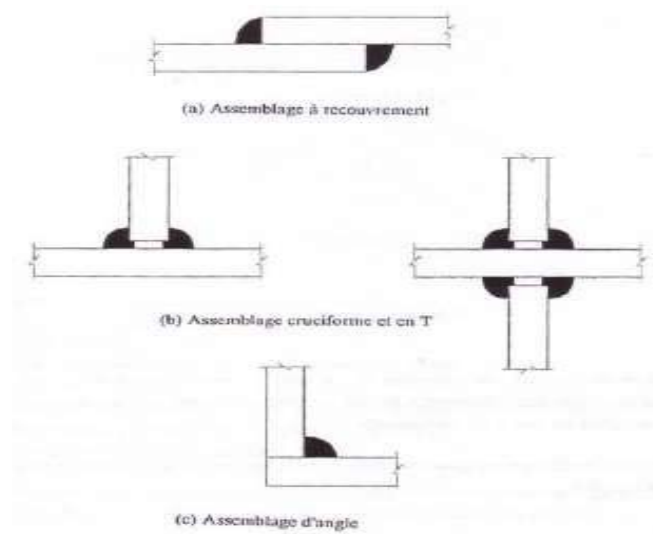


Figure 0.6 : Les différents types de soudure d'angle

I.5. Règlement et Techniques utilisés :

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

- ❖ Eurocode03 : Règle de calcul des constructions en acier
- ❖ RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique Algérienne version 2003.
- ❖ RNV99 version 2013 : Règle définissant les actions de neige et du vent.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Chapitre II :

Étude Climatique

II.1. Introduction :

Les surcharges climatiques (neige et vent) jouent un rôle crucial dans l'étude de la structure. Le dimensionnement complet d'une structure aux surcharges de neige et vent représente une tâche importante dû au grand nombre de zones de vent et de cas de charges qui doivent être considérés dans le calcul.

II.2. Étude au Vent :

II.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à la Cite Militaire Dar El Baida la willaya ALGER (selon la classification des zones du vent en Algérie « RNV 2013 ») :

Zone I	qréf = 37.5 daN/m ²	(RNV 2013, §2.3.1)
Catégorie III		(RNV 2013, §2.4.3)
Le facteur de terrain	K _t = 0,215	
Le paramètre de rugosité	Z ₀ = 0.3 m	
La hauteur minimal	Z _{min} = 5 m	
Nature du site: Plat	C _t = 1	(RNV 99, §4.3.3 P.48)

II.2.2 Le coefficient dynamique:(RNV 2013)

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus aux partis de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

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

II.2.3 Coefficient de topographie CT:(RNV 2013)

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie :

$$C_T = 1 \text{ (RNV 2013).}$$

II.2.4 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante car : Z_m < Z < 200m

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{RNV 2013})$$

K_t : facteur de terrain.

Z₀ : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

Z : (m) la hauteur considérée.

$$C_r = 0.125 \times \ln\left(\frac{10,20}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.758$$

II.2.5 Coefficient de turbulence I_v

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 suivante car : $Z > Z_{\min}$

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,20}{0.3}\right)}$$

$$I_v = 0.283$$

II.2.6 Coefficient d'exposition C_{ex}

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent. C_{ex} est donné par la formule suivante :

$$C_{ex}(Z) = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7I_v(Z)]$$

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de turbulence.
- Z (en m) : est la hauteur considérée

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.283^2 \times (1 + 7 \times 0.283) = 2,093$$

II.2.7 Coefficient dépression dynamique de pointe $qp(z)$

La pression dynamique de pointe (Z) qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la Hauteur h est donné par la formule suivante :

$$qp(z) = q_{ref} \times C_{ex}$$

$$qp(z) = 37.5 \times 2,093 = 78,48 daN/m^2$$

II.2.8 Coefficient de pression intérieur C_{pi} : (7.2.9 NF EN 1991-1-4)

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

- Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$
- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$

II.2.9 Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la Structure, et de la dimension de la surface chargée.

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Les valeurs du C_{pe} s'obtiennent à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad S \geq 10m^2$$

➤ **Direction du vent $\theta = 90^\circ$ (perpendiculaire au pignon) :**

A- Parois Vertical :

Pour cette direction du vent on a b=20m, d= 30 m, h= 10.2 m.

$$e = \min[b ; 2h] = \min[20 ; 2 \times 10.2]$$

$$e = 20m.$$

$e < d$ On aura les zones A, B, C, D et E.

Calcul des zones :

Zone A : $e/5=20/5 = 4m$

Zone B : $4e/5= 4*20/5=16 m$

Zone C : $d-e = 30-20 = 10 m$

Zone D : $e = 20m = \text{zone E}=20m$

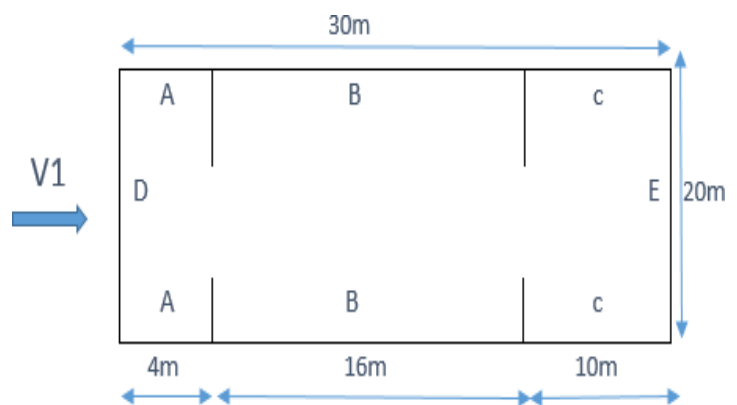


Figure II.1 : la répartition des zones de pression sur les parois (V1)

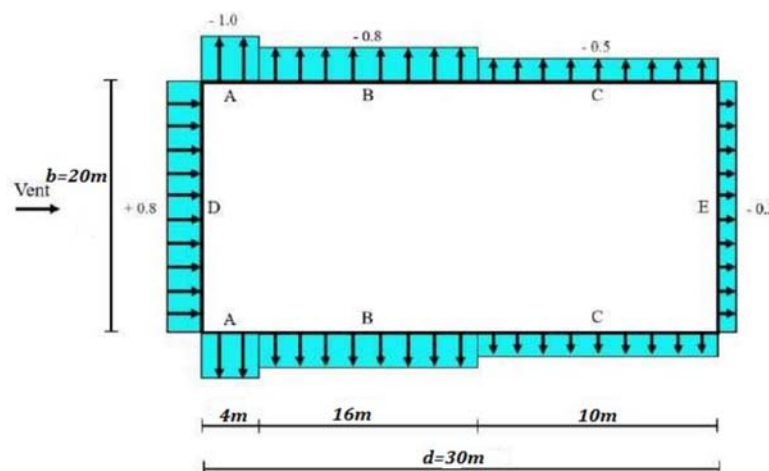


Figure II.2 : Valeurs des coefficients de pressions extérieur C_{pe} (parois Verticales) $\theta = 90^\circ$

B- Versant de Toiture :

On a la pente du versant $\alpha = 6.84^\circ$ donc $5^\circ < \alpha < 15^\circ$

D'où il faut une interpolation linéaire pour $\alpha = 6.84^\circ$

On a :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

Les surfaces des Zones F, G, H, I et J dépassent 10 m^2 , on utilise les valeurs de $C_{pe 10}$

• **Action ver le haut :**

Zone F : $C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \times (6.84 - 5) = -1,5448$

Zone G : $C_{pe} = -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15 - 5} \times (6.84 - 5) = -1,30$

Zone H : $C_{pe} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \times (6.84 - 5) = -0,6816$

Zone I : $C_{pe} = -0.6 + \frac{-0,5 - (-0.6)}{15 - 5} \times (6.84 - 5) = -0,5816$

➤ **Direction du vent $\theta = 0^\circ$ (parallèle au pignon) :**

A- Parois Vertical :

Pour cette direction du vent on a :

$d = 20\text{m}$

$b = 30\text{m}$

$h = 10,2\text{m}$

$e = \min[b ; 2h] = \min[20 ; 2 \times 10.2]$

On a : $e > d$; $e=20,40 > 20$ on aura les

zones A, B, D et E.

Calcule des zones :

Zone A : $e/5 = 20.4/5 = 4.08 \text{ m}$

Zone B : $d - e/5 = 20 - 4.08/5 = 15.92 \text{ m}$

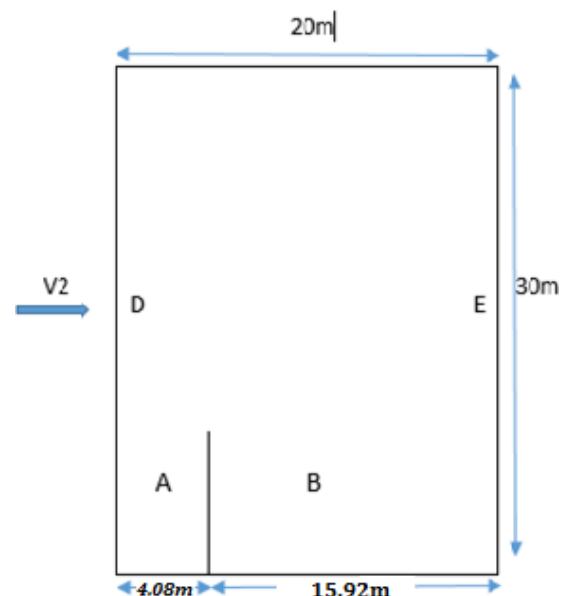


Figure II.3 : la répartition des zones de pression sur les parois (V2).

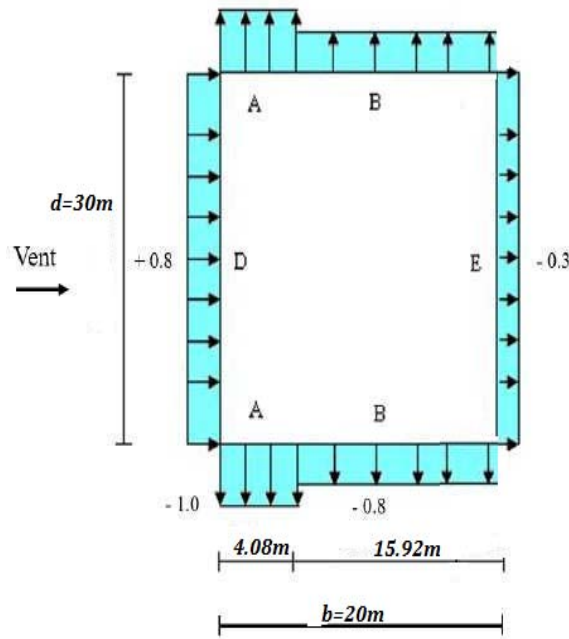


Figure II.4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieur C_{pe} (parois Verticales) $\theta = 0^\circ$

B- Versant de toiture :

On a la pente du versant $\alpha = 6.84^\circ$ donc $5^\circ < \alpha < 15^\circ$

D'où il faut une interpolation linéaire pour $\alpha = 6.84^\circ$

On a :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

Les surfaces des Zones F, G, H, I et J dépassent 10 m^2 , on utilise les valeurs de $C_{pe 10}$

• **Action ver le haut :**

$$\text{Zone F : } C_{pe} = -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} \times (6,84 - 5) = -1.5598$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \times (6,84 - 5) = -1.1261$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} \times (6,84 - 5) = -0,5448$$

$$\text{Zone J : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.1 - (-0.6)}{15 - 5} \times (6,84 - 5) = -0,5632$$

$$\text{Zone I : } C_{pe} = -0.6 + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15 - 5} \times (6,84 - 5) = -0,5632$$

- Action ver le bas :

$$\text{Zone F ,G,H : } C_{pe} = 0.00 + \frac{+0.2-(-0.00)}{15-5} \times (6,84 - 5) = 0.0368$$

$$\text{Zone J : } C_{pe} = +0.2 + \frac{0.0-(-0.20)}{15-5} \times (6,84 - 5) = 0.1632$$

II.3. Pression aérodynamique du vent $W(z)$: (RNV 2013, §2.5)

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

- Direction du vent $\theta = 0^\circ$ (parallèle au pignon) :

Tableau II.1. Pression aérodynamique du vent $\theta = 0$

Pression intérieure de +0,2					Dépression intérieure de -0,3				
Paroi verticale									
Zone	Qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	W (2) daN/m ²	Zone	Qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	W (2) daN/m ²
A	78,48	-0,1	+0,2	-94,17	A	78,48	-0,1	-0,3	-54,9
B	78,48	-0,8	+0,2	-78,48	B	78,48	-0,8	-0,3	-39,20
D	78,48	+0,8	+0,2	+47,088	D	78,48	+0,8	-0,3	86,34
E	78,48	-0,3	+0,2	-39,24	E	78,48	-0,3	-0,3	0
Versant de toiture									
F	78,48	-1,5528	+ 0,2	-	F	78,48	-1,5528	- 0,3	-98,32
		0,0368		137,55			+0,0368		26,43
G	78,48	-1,1264	+ 0,2	-	G	78,48	-1,1264	- 0,3	-64,85
		+0,0368		104,09			+0,0368		26,43
H	78,48	-0,544	+ 0,2	- 58,39	H	78,48	-0,5448	- 0,3	-19,21
		+0,0368		- 12,80			+0,0368		+26,43
I	78,48	-0,5632	+ 0,2	- 59,89	I	78,48	-0,5632	- 0,3	-20,65
		+0,0		- 15,69			+0,0		+23,54
J	78,48	-0,6736	+ 0,2	- 68,56	J	78,48	-0,6736	- 0,3	-29,32
		+0,1632		- 2,88			+0,1632		36,35

□ Direction du vent $\theta = 90^\circ$ (perpendiculaire au pignon) :

Tableau II.2. Pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$

Pression intérieure de +0,2					Dépression intérieure de -0,3				
Paroi verticale									
Zone	qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	W(z) daN/m ²	Zone	qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	W(z) daN/m ²
A	78,48	-1,0	+0,2	-94,176	A	78,48	-1,0	-0,3	-54,9
B	78,48	-0,8	+0,2	-78,178	B	78,48	-0,8	-0,3	-39,24
C	78,48	-0,5	+0,2	-54,936	C	78,48	-0,5	-0,3	-15,69
D	78,48	+0,8	+0,2	+47,088	D	78,48	+0,8	-0,3	86,328
E	78,48	-0,3	+0,2	-39,24	E	78,48	-0,3	-0,3	0
Versant torture									
F	78,48	-1,5448	+0,2	-136,93	F	78,48	-1,5448	-0,3	-97,69
G	78,48	-1,3	+0,2	-117,72	G	78,48	-1,3	-0,3	-78,48
H	78,48	-0,6816	+0,2	-69,18	H	78,46	-0,6816	-0,3	-29,94
I	78,48	-0,5816	+0,2	-61,33	I	78,48	-0,5816	-0,3	-22,09

II.4. Calcul de la force de frottement :

La force de frottement est un concept physique qui décrit la résistance à un mouvement relatif entre deux surfaces en contact. Dans le domaine de la charpente métallique, la force de frottement peut jouer un rôle important dans la stabilité et la sécurité de la structure.

Lorsqu'un assemblage de charpente métallique est soumis à des charges, telles que le poids de la toiture ou des vents violents, il peut y avoir un mouvement relatif entre les différentes pièces de la charpente. Ce mouvement peut être causé par des facteurs tels que la dilatation thermique ou les vibrations.

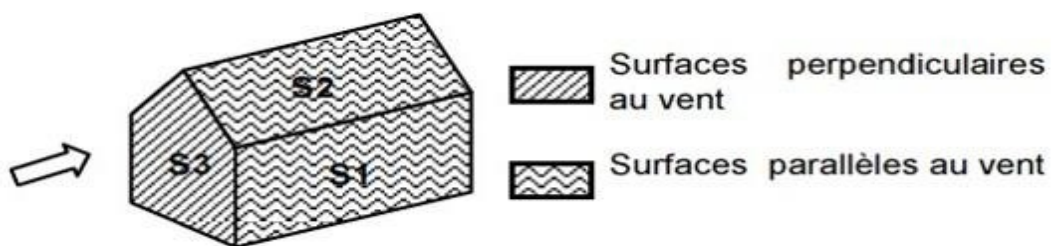


Figure II.5 : Représentation des surfaces de frottement

Remarque : La force de frottements est négligeables si: $S2+S1 \leq 4.S3$

1) Direction vent perpendiculaire au pignon : (V1)

- Surface parallèle au vent pour les deux longs pans :

$$S1=2 \times (30 \times 9) = 540 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S2=2 \times (1,2/ \sin 6,84) \times 30 = 604 \text{ m}^2$$

- Surface perpendiculaire au vent pour les deux pignons :

$$S3 = 2 \times (20 \times 9) + [(20 \times 1,2)/2] = 372 \text{ m}^2$$

On a : $540+604 = 1144 < 4 \times 372 = 1488 \text{ m}^2$ \longrightarrow **Condition vérifié.**

\Rightarrow l'effet de frottement est négligeable

2) Direction vent perpendiculaire au long-pan : (V2)

- Surface parallèle au vent pour les deux longs pans :

$$S1=2 \times (20 \times 9) + [(20 \times 1,2)/2] = 372 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S2=2 \times (1,2/ \sin 6,84) \times 30 = 604 \text{ m}^2$$

- Surface perpendiculaire au vent pour les deux pignons :

$$S3 = S1=2 \times (30 \times 9) = 540 \text{ m}^2$$

On a : $S1+S2=540+604 = 1144 < 4 \times S3 = 4 \times 372 = 1488\text{m}^2$ \longrightarrow **Condition vérifié.**

\Rightarrow l'Effet de frottement est négligeable

Donc : il n'y-a pas de frottement.

II.4.1 Action d'ensemble : (RNV 2013, §2.6)

La force résultante F_w est donne par :

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

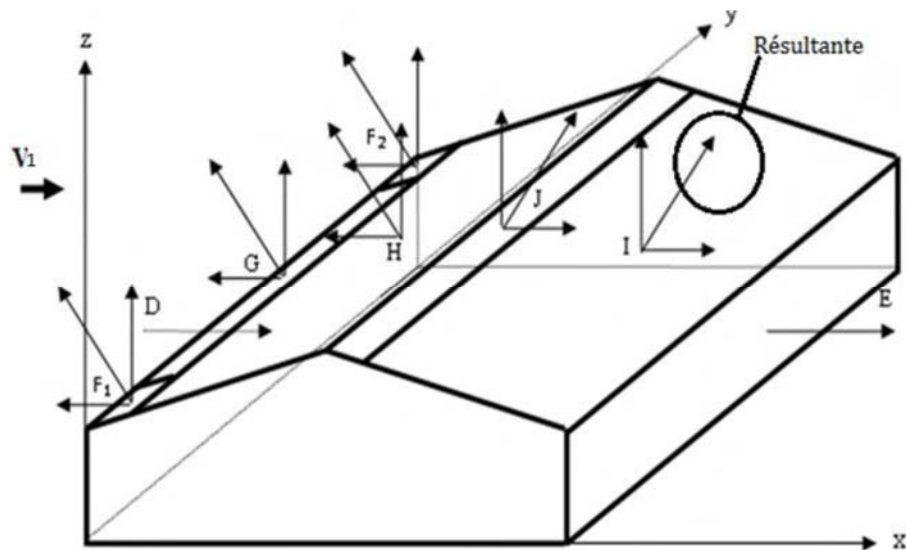


Figure II.6 : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$), Pente du versant : $\alpha=6,84^\circ$

Tableau II-3 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure +0,2)

Zone	Composante horizontale F_{w_x} (daN)	Composante verticale F_{w_z} (daN)
D	$270 \times 47,088 = 12713,76 \rightarrow$	0
E	$270 \times 39,24 = 10594,8 \rightarrow$	0
F1	$137,55 \times 10,404 \times \tan(6,84) = 17165 \leftarrow$	$137,55 \times 10,404 = 1431,07 \uparrow$
F2	$137,55 \times 10,404 \times \tan(6,84) = 17165 \leftarrow$	$137,55 \times 10,404 = 1431,07 \uparrow$
G	$104,09 \times 40,39 \times \tan(6,84) = 504,29 \leftarrow$	$104,09 \times 40,39 = 4204,19 \uparrow$
H	$58,39 \times 238,8 \times \tan(6,84) = 1672,53 \leftarrow$	$58,39 \times 238,8 = 13943,53 \uparrow$
I	$58,39 \times 238,8 \times \tan(6,84) = 1672,53 \leftarrow$	$58,39 \times 238,8 = 13943,53 \uparrow$
J	$58,56 \times 61,20 \times \tan(6,84) = 503,298 \leftarrow$	$58,56 \times 61,20 = 4195,871 \uparrow$
Total	$F_{w_x} = 28004,49 \leftarrow$	$F_{w_z} = 39149,26 \uparrow$

Tableau II-4 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 0^0$ avec pression intérieure -0,3)

Zone	Composante horizontal F_{w_x} (daN)	Composante verticale F_{w_z} (daN)
D	$86,34 \times 270 = 23311,8 \rightarrow$	0
E	0,0 \rightarrow	0
F1	$98,32 \times 10,404 \times \tan(6,84) = 122,70 \rightarrow$	$98,32 \times 10,404 = 1022,92 \uparrow$
F2	$98,32 \times 10,404 \times \tan(6,84) = 122,70 \rightarrow$	$98,32 \times 10,404 = 1022,92 \uparrow$
G	$64,85 \times 40,39 \times \tan(6,84) = 314,186 \rightarrow$	$64,85 \times 40,39 = 2619,29 \uparrow$
H	$19,21 \times 238,8 \times \tan(6,84) = 550,256 \leftarrow$	$19,21 \times 238,8 = 4587,35 \uparrow$
I	$20,65 \times 238,8 \times \tan(6,84) = 591,504 \leftarrow$	$20,65 \times 238,8 = 4918,42 \uparrow$
J	$29,32 \times 61,20 \times \tan(6,84) = 215,937 \leftarrow$	$29,32 \times 61,20 = 1794,38 \uparrow$
Total	$F_{w_x} = 230088,699 \leftarrow$	$F_{w_z} = 15968,28 \uparrow$

Tableau II-5 : Valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 90^0$ avec pression intérieure +0,2)

Zone	Composante horizontal F_{w_x} (daN)	Composante verticale F_{w_z} (daN)
D	$47,088 \times 192 = 9040,89 \rightarrow$	0
E	$39,24 \times 192 = 7534,08 \rightarrow$	0
F1	0	$136,93 \times 10 = 1369,3 \uparrow$
F2	0	$136,93 \times 10 = 1369,3 \uparrow$
G	0	$117,72 \times 20 = 2354,40 \uparrow$
H	0	$69,18 \times 160 = 11068,8 \uparrow$
I	0	$61,33 \times 400 = 24532 \uparrow$
J	0	0
Total	$F_{w_x} = 16574,97 \rightarrow$	$F_{w_z} = 18614,80 \uparrow$

Tableau II-6 : valeur des forces horizontales et verticale, (direction du vent $\theta = 90^0$ avec pression intérieure -0,3)

Zone	Composante horizontal F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	86,328x192=16574,97→	0
E	0	0
F1	0	97,69x10=976,90↑
F2	0	97,69x10=976,90↑
G	0	78,48x20=1569,60↑
H	0	29,94x160=4790,40↑
I	0	22,09x400=8836↑
J	0	0
Total	$F_{wx} = 16574,97 \rightarrow$	$F_{wz} = 17149,80 \uparrow$

Tableau II.7 : Valeurs des forces les plus défavorables et coordonnées des points d'application (vent $\theta = 0^\circ$)

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)	Coordonnées du point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	12713,76→	0	0	4,5	15
E	10994,8→	0	20	4.5	15
F1	171,65←	1431,07↑	1,02	9,122	2.55
F2	171,65←	1431,07↑	1,02	9,122	27,45
G	504,29←	4204,19↑	1,02	9,122	15
H	1672,53←	13943,53↑	6,025	9,722	15
I	1672,53→	13943,53↑	16,02	9,4775	15
J	503,289→	4195,87↑	11,02	10.0775	15
F_{wx}	28004,49 →	/	8,61	18,55	7,23
F_{wz}	/	39149,261↑	9,17	9,56	14,09

- Coordonnées du point d'application de la résultante :

Composante horizontale F_{wx} :

$$X = \frac{(127123,76 \times 0 + 10994,8 \times 20 - 171,65 \times 1,02 \times 2 - 504,29 \times 1,02 - 1672,53 \times 6,025 + 1672,53 \times 16,02 + 503,289 \times 11,02)}{28004,49}$$

$$X = 8,61 \text{ m}$$

$$Y = \frac{127123,76 \times 4,5 + 10994,8 \times 4,5 - 171,65 \times 9,122 \times 2 - 504,28 \times 9,122 - 1672,53 \times 9,722 + 1672,53 \times 9,4775 + 503,289 \times 10,077}{28004,49}$$

$$Y = 18,55 \text{ m}$$

$$Z = \frac{127123,76 \times 15 + 10994,8 \times 15 - 171,65 \times 2,25 - 171,65 \times 2,745 - 504,28 \times 15 - 1672,53 \times 15 + 1672,53 \times 15 + 503,289 \times 15}{28004,49}$$

$$Z = 7,23 \text{ m}$$

Composante horizontale F_{wy} :

$$Z = \frac{1431,07 \times 1,02 \times 2 + 4204,91 \times 1,02 + 13943,531 \times 6,02 + 13943,531 \times 16,02 + 4195,877 \times 11,02}{39149,261}$$

$$Z = 9,17 \text{ m}$$

$$X = \frac{1431,07 \times 9,122 \times 2 + 4204,91 \times 9,122 + 13943,531 \times 9,722 + 13943,531 \times 9,4775 + 4195,877 \times 10,0775}{39149,261}$$

$$X = 9,56 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1431,07 \times 2,55 + 1431,07 \times 2,7455 + 4204,91 \times 15 + 13943,531 \times 15 + 13943,531 \times 15 + 4195,877 \times 15}{39149,261}$$

$$X = 14,09 \text{ m}$$

II.4.2 Calcul de la stabilité d'ensemble : pression intérieure de +0.2

Le poids approximatif par m^2 de la surface en plan de la structure donné par l'EUROCODE est de : $W = 50 \text{ daN/m}^2$ Donc : $W = 50 \times (b \times d) = 50 \times (20 \times 30)$

$$\Rightarrow W = 30000 \text{ daN}$$

Vérification de la stabilité transversale : Direction de vent ($\theta = 0^\circ$).

• **Calcul du moment de renversement :**

$$M_{wr} = F_{Wx} \times F_{Wxz} + F_{Wz} \times (d - X_{FWZ}) = 28004,49 \times 8,61 + 39149,26 \times (20 - 9,17)$$

$$M_{wr} = 665105,14 \text{ daN.m} = 6551,051 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_s = wx \frac{d}{2} = 30000x \frac{20}{2} = 300000daN.m=3000KN.m$$

$$M_r = 6651,05 KN.m > M_s = 3000KN.m. \quad \text{La stabilité transversale est non vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité longitudinale : Direction de vent ($\theta=90^\circ$).

La position du centre de gravité du pignon :

$$Z_G = \frac{9 \times 20 + \frac{9}{2} + \frac{20 \times 1,2}{2} \times \left(9 + \frac{1,2}{2}\right)}{9 \times 20 + \frac{20 \times 1,2}{2}}$$

$$Z_G = 4,33$$

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = F_{WY} \times Z_G + F_{WZ} \times \frac{d}{2} = 16574,97 \times 4,33 + 18614,80 \times \frac{30}{2}$$

$$M_r = 350991,62KN.m$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = wx \frac{d}{2} = 30000x \frac{30}{2} = 450000daN.m=4500KN.m$$

$$M_r > M_s$$

Donc : La stabilité longitudinale n'est pas vérifiée

II.5. Action de la neige :

Le but principal de cette méthode, est de déterminer les charges de neige maximales que les structures peuvent supporter en toute sécurité. Ils prennent en compte des facteurs tels que la densité de la neige, la forme de la toiture et les conditions météorologiques locales pour calculer les charges de neige potentielles.

II-5-1 Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une Altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

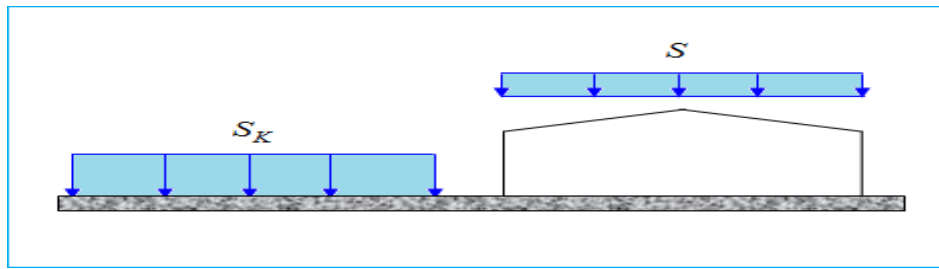


Figure II.7 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Dans notre cas :

- Altitude géographique : HG=25m
- Zone de neige : B

II-5-2 Charge de neige sur le sol :

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ "R.N.V.2013" P18}$$

Toiture a deux versants à angles égaux :

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 6,84^\circ$$

On a dans notre cas : $0 \leq \alpha$

$$= 6,84^\circ \leq 30^\circ \text{ Le coefficient de}$$

forme : $\mu_1 = 0,8$

On a la zone de la neige est zone B alors la charge de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 + H_g + 10}{100} = \frac{0,04 + 35 + 10}{100}$$

$$s_k = 0,11 \text{ KN/m}^2$$

II-5-3 Calcule des charges de neige sur la toiture :

La charge caractéristique de neige S par unité de la surface en projection de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S = 0,8 \times 0,11 = 0,088 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S = 0,088 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II-5-4 Disposition de charge sans accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6,84 \leq 30^\circ$$

$$\mu = 0,8$$

- Par projection horizontale on a : $S = 0.8 \times 0.11 = 0.088 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- Par suivant rampant : $S = 0.088 \cos (6,84) = 0.087 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

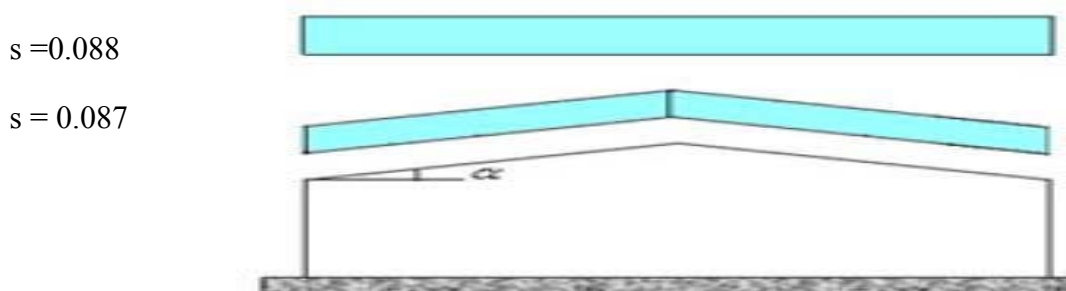


Figure II.8 : charge de la neige sous redistribution par le vent

II-5-5 Disposition de charge avec accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6,84 \leq 30^\circ$$

$$\mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.11 = 0.088 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \times S = 0.5 \times 0.088 = 0.044 \text{ KN/m}^2$$

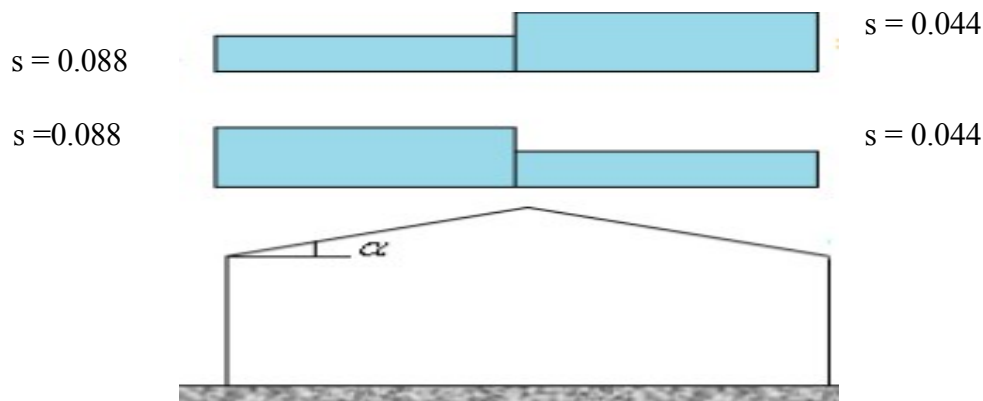


Figure II.9: charge de neige

II.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisés les principes généraux et procédures ainsi que les hypothèses de calculs pour déterminer les surcharges climatiques agissantes sur la structure étudiée.

Les actions du vent et de neige seront ensuite combinées avec les charges permanentes pour dimensionner les différents éléments (secondaires et principaux) de notre structure.

Chapitre III :

Calcul des Eléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre on tient à définir et à dimensionner les profilés nécessaires des éléments secondaires pour assurer leurs résistances sous les charges qui leurs sont appliquées en suivant les formules de l'Eurocode 3.

III.2. Choix des panneaux couvertures :

III.2.1 Panneau de couverture de toiture :

Pour choisir un panneau de couverture pour notre toiture selon la fiche technique du « **LOTUS METAL** Algérie » panneaux sandwich en polyuréthane de la figure III.1, nous avons opté pour un panneau sandwich ondulé (Fig. III.2) de type **TL 70**, d'épaisseur **70 mm**, de tôle **0.5/0.5 mm** et d'un poids propre de **10.67 kg/m²**

LOTUS
A PROPOS PANNEAUX SANDWICH TÔLES SÈCHES ACCESSOIRES NEWS CONTACT

DONNEES TECHNIQUES

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR		POIDS DU PANNEAU kg/m ²			RESISTANCE THERMIQUE R en m ² .K/W	TRANSMISSION THERMIQUE Uf en W/m ² .K	DISTANCE ENTRE PANNE en mm
			EP	D	07/03	03/03	043/048			
TL 70	1000	1000 à 16000	70	30	12.63	10.67	09.74	1.36	0.74	1500 à 2200
TL 75	1000	1000 à 16000	75	55	12.83	10.87	09.94	1.59	0.62	1500 à 2200
TL 80	1000	1000 à 16000	80	40	13.03	11.07	10.14	1.81	0.55	1500 à 2200
TL 90	1000	1000 à 16000	90	50	13.43	11.47	10.54	2.27	0.44	1500 à 2200
TL 100	1000	1000 à 16000	100	60	13.83	11.87	10.94	2.72	0.37	1500 à 2200

Figure III.1. Fiche Technique des panneaux sandwich de la toiture

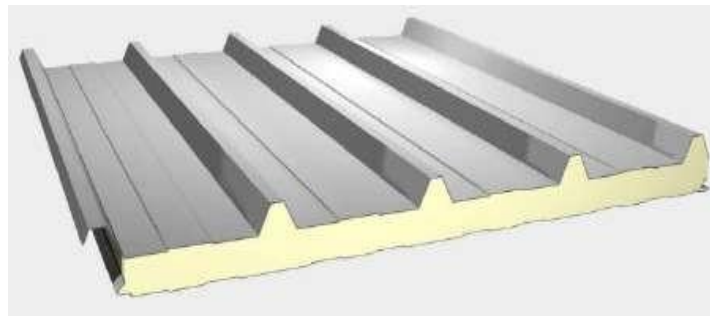


Figure III.2. Coupe transversale du panneau de couverture de la toiture

III.2.2 Bardage pour les parois verticales :

Suivant la fiche technique du « **LOTUS METAL** Algérie » panneaux sandwich en polyuréthane pour Bardage à fixation cachée Figure III.3.

On a choisi un panneau pour Bardage (Fig. III.4) de type **LL 45**, d'épaisseur de **45 mm**, de tôle **0.5/0.5 mm** et d'un poids propre de **10.78 kg/m²**



TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR	POIDS DU PANNEL (kg/m ²)		RESISTANCE THERMIQUE K en m ² .K/W	TRANSMISSION THERMIQUE UP en W/m ² .K
				0.5 / 0.5	0.45 / 0.45		
LL 45	1000	1000 à 16000	45	10.78	9.88	2.08	0.48
LL 50	1000	1000 à 16000	50	10.98	10.08	2.27	0.44
LL 60	1000	1000 à 16000	60	11.38	10.48	2.70	0.37
LL 75	1000	1000 à 16000	75	11.98	11.08	3.44	0.29
LL 80	1000	1000 à 16000	80	12.18	11.28	3.70	0.27
LL 100	1000	1000 à 16000	100	12.98	12.08	4.54	0.22

Figure III.3. Fiche Technique du Bardage à fixation cachée

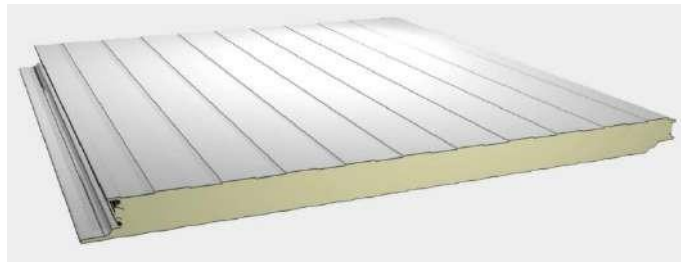


Figure III.4. Coupe transversale du Bardage à fixation cachée

III.3 Calcul des Pannes :

III.3.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre elles peuvent jouer le rôle d'un montant de la poutre au vent et aussi à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

III.3.2 Calcul structural :

Le dimensionnement de la panne intermédiaire la plus chargée se trouve dans la zone F.

III.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- La pente du versant $\alpha = 6,84^\circ$
- L'entre axe des pannes suivant rampant :

$$e = \frac{1,678}{\cos \alpha} = \frac{1,678}{\cos 6,84} = 1,69m$$

- Poids propre du panneau sandwich : 10,67daN/m²

- Accessoire de pose : 5 daN/m^2
- Surcharge de neige : $N=8,8 \text{ daN/m}^2$ (selon le chapitre 2 action de neige).
- Surcharge du vent : $V=-137,55 \text{ daN/m}^2$ (chapitre 2 pression aérodynamique du vent
 $\sigma = 0$ zone F)

A- Charge permanente (G) :

$$G = (10,67 + 5) \times 1,69 = 26,48 \text{ daN/ml}$$

B- Surcharge d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente du versant est inférieure à 30° (Tableau III.1) on prend comme charge d'entretien une charge minimale suivante :

$$E = \frac{0,6 \text{ daN}}{\text{m}^2} = \frac{60 \text{ daN}}{\text{m}^2} \Rightarrow E = 60 \times 1,69 = 101,40 \text{ daN/ml}$$

$$E = 101,40 \text{ daN/ml}$$

Tableau III.1. Valeur des charges d'entretiens.

Roof slope, α degrees	q_k (KN/m ²)
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60$	$0,6[(60 - \alpha)/30]$
$\alpha \geq 60$	0

C- Surcharge climatique :

$$\text{Neige : } N = 8,8 \times 169 = 14,872 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Vent : } V = 137,55 \times 1,69 = 232,460 \text{ daN/ml}$$

Remarque : d'après le nouveau règlement (DTR) la surcharge d'entretien E ne se combine pas avec les surcharges climatique (neige N et vent V).

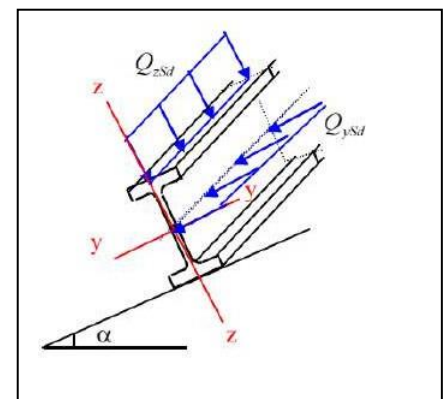
➤ Action vers le bas à l'ELS ↓

$$E = 101,40 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd1} = G + E = 26,48 + 104,40 = 130,88 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 26,48 + 14,70 = 41,18 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max[130,88; 41,18]$$



$$Q_{sd} = 130,88 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 130,88 \cos(6,84)$$

$$Q_{zsd} = 129,94 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 130,88 \times \sin(6,84)$$

$$Q_{ysd} = 15,58 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le bas à l'ELS ↑

$$Q_{zsd} = G \times \cos(\alpha) \times V = 26,48(\cos 6,84) - 232,460$$

$$Q_{zsd} = -206,16 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = G \times \sin(\alpha) = 26,48(\sin 6,84) = 3,15 \text{ daN/ml}$$

III.3.2.2. Pré dimensionnement :

➤ Flèche verticale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \text{ et } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{zsd} \times L^4}{E \times I_y} \Rightarrow$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q_{zsd} \times L^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y = \frac{5}{384} \times \frac{206,16 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_y = 552,21 \text{ cm}^4$$

➤ Flèche latérale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \text{ et } f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ysd} \times L^4}{E \times I_z} \Rightarrow$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{q_{ysd} \times L^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z = \frac{5}{384} \times \frac{15,58 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$\text{On a : } I_z = 2,138 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour l'IPE160

Tableau III : Les caractéristiques du profile IPE160 (conforme EN 10163.3.2004 classe C sous classe 1)

G (Kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	Avz (mm ²)	Avy (mm ²)
15,8	160	82	127,2	5	7,4	20,1 x10 ²	9,66 x10 ²	10,44 x10 ²
Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	W _{plz} (mm ³)	W _{ply} (mm ³)	iy (mm)	iz (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (cm)
869 x10 ⁴	68,3 x10 ⁴	124 x10 ³	26,1 x10 ³	6,58 x10	1,84 x10	3,60 x10 ⁴	3,96 x10 ⁹	9

III-3-2-3 Classe de la section : (Annexe 3)

- La classe de la semelle (semelle comprimé) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(82 - 5 - 2 \times 9)/2}{7,4} = 3,986 \text{ cm}^4$$

On a l'acier S235 don $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où : $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$ donc la semelle est de classe 1

- La dosse de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44$$

D'où : $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon = 72$ donc l'âme est classe 1

III.3.2.4. Vérification à l'ELU

- Évaluation de la charge et surcharge :

On a le poids propre de la panne IPE160 est **IPE160** et $G_{IPE} = 15,8 \text{ daN}$

Donc : $G = (10,67 + 5) \times 1,69 + 15,8 = 42,2 \text{ daN/ml}$

- Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = 1,35(42,28) + 1,5(101,40) = 209,178 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = 1,35(42,28) + 1,5(14,872) = 79,386 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max[209,178; 79,386] = 209,178 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 209,178 \times \cos(6,84) = 207,690 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 209,178 \times \sin(6,84) = 24,912 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELU ↑ :

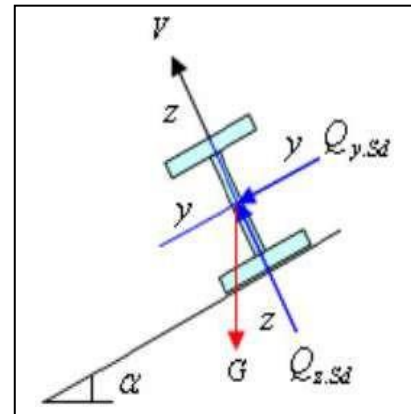
$$Q_{z,sd} = G \times \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{z,sd} = 42,28 \times \cos(6,84) - 1,5(232,46) = -306,710 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G \times \sin(\alpha)$$

$$Q_{y,sd} = 1,35(42,28) \times \sin(6,84)$$

$$Q_{y,sd} = 6,79 \text{ daN/ml}$$



➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 42,28 + 101,40 = 143,68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 42,28 + 14,872 = 57,062 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max[143,68; 57,062] = 143,68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 143,68 \times \cos(6,84) = 142,65 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 143,68 \times \sin(6,84) = 17,11 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos \alpha - V$$

$$Q_{z,sd} = 42,28 \times \cos(6,84) - 232,46 = -190,48 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin \alpha = 42,28 \times \sin(6,84) = 5,035 \text{ daN/ml}$$

➤ Vérification à la résistance :

On a la longueur de la panne est : $L = \frac{30}{6} = 5 \text{ m}$

• Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le bas :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{207,69 \times 6^2}{8} = 934,605 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{ysd} \times (\ell/2)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{24,912 \times (6/2)^2}{8} = 28,026 \text{ daN.m}$$

• Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le haut :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{306,71 \times 6^2}{8} = 1380,195 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{ysd} \times (\ell/2)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{6,79 \times (6/2)^2}{8} = 7,63 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment résistant :

$$M_{Ply,Rd} = \frac{w_{Ply} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{Ply,Rd} = \frac{124 \times 23,5}{1,1} = 2649,091 daN.m$$

$$M_{Plz,Rd} = \frac{w_{Plz} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{Plz,Rd} = \frac{26,1 \times 23,5}{1,1} = 557,59 daN.m$$

- Vérification à la flexion déviée :

On a une section en I et l'effort normal $N = 0$ donc $\lambda = 2$ et $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{Ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{Plz,Rd}} \right)^\beta \quad [\text{Formule 5.35 page 68 CCM97}]$$

- Section l'action vers le bas :

$$\left(\frac{934,605}{2649,09} \right)^2 + \left(\frac{28,026}{557,59} \right)^1 = 0,17 < 1$$

- Section l'action vers le haut :

$$\left(\frac{934,605}{2649,09} \right)^2 + \left(\frac{7,63}{557,59} \right)^1 = 0,28 < 1$$

D'où : la panne est vérifiée à la flexion déviée.

- Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zsd} \times \ell}{2} \Rightarrow V_{z,sd} = \frac{306,71 \times 6}{2} = 920,13 daN$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{ysd} \times \ell}{2} \Rightarrow V_{y,sd} = \frac{24,315 \times 0,625 \times 6}{2} = 45,58 daN$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{Plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} \Rightarrow V_{Plz,Rd} = \frac{9,201 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1}$$

$$V_{Plz,Rd} = 13444,38 daN$$

- Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$0,5 \times M_{Ply,Rd} = 0,5 \times 2649,09 = 1324,545$$

$$0,5 \times V_{Plz,Rd} = 0,5 \times 13444,38 = 6722,19$$

$$V_{ysd} < 0,5 M_{Ply,Rd} \text{ et } V_{zsd} < 0,5 V_{Plz,Rd}$$

Donc : il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

On a :

$$V_{zsd} < V_{Pl,zRd} \text{ et } V_{ysd} < V_{Pl,yRd}$$

D'où : la panne est vérifiée au cisaillement.

➤ **Vérification à l'instabilité (diversement) :**

➤ La semelle supérieure de la panne n'est pas susceptible de déverser sous l'action des charges gravitaires vue qu'elle est fixée à la couverture sur toute sa longueur. La semelle inférieure par contre risque de déverser sous l'action du vent de soulèvement du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

• **Calcul du moment sollicitant (sous l'action du vent soulèvement)**

$$M_{y,Rd} = \frac{Q_{zsd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,Rd} = \frac{306,710 \times 6^2}{8} = 1380,195 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{Q_{ysd} \times (\ell/2)^2}{8} \Rightarrow M_{y,Rd} = \frac{6,79 \times (6/2)^2}{8} = 7,638 \text{ daN.m}$$

• **Calcul du moment sollicitant (sous l'action du vent soulèvement)**

Afin de simplifier les calculs, on suppose que la charge est appliquée au centre de gravité de la section est uniformément répartie le long de l'élément.

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_2} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \times E \times I_2}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 68,3}{600^2} \sqrt{\frac{3960}{68,3} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 68,3}}$$

$$M_{cr} = 125,42 \text{ KN.cm} = 1251,42 \text{ daN.m}$$

• **Calcul d'élanement réduit**

On a une section de classe 1 donc on utilise W_{Ply}

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{124 \times 23,5}{1251,42}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,53$$

Et aussi : $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ section de classe 1 et 2

$$\text{On a : } \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \text{ donc } \lambda_1 = 1$$

Et :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_2}}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_2}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{600}{1,84}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{1,84}}{\frac{16}{0,74}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 163,41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{163,41}{93,9} = 1,74 \text{ (Plus défavorable)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 < 2 \text{ (tableau 2 annexe 1)}$$

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de χ_{LT} (annexe 2). On prend $\chi_{LT} = 0,2872$

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{P\ell y,Rd} \Rightarrow M_{b,Rd} = 0,2872 \times 2649,09$$

$$M_{b,Rd} = 760,81 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{P\ell z,Rd}} = \frac{1380,195}{760,81} + \frac{7,63}{557,59} = 1,82 > 1$$

Donc : IPE160 n'est pas vérifié vis-à-vis du déversement donc il faut redimensionner la section de la panne

On prend IPE200

Tableau III.3 : Les caractéristiques du profile IPE200 (conforme EN 10163.3.2004 classes C sous classe 1)

G (Kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
22,4	200	100	159	5,6	8,5	28,5 x10 ²	14 x10 ²	14,5 x10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{plz} (mm ³)	W _{ply} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (cm)
1943 x10 ⁴	142 x10 ⁴	221 x10 ³	44,6 x10 ³	8,26 x10	2,24 x10	6,98 x10 ⁴	13 x10 ⁹	12

On a le poids propre de la panne IPE 200 est $G_{IPE\ 200} = 22,4\ daN/ml$

$$G = (10,67 + 5) \times 1,69 + 22,4 = 49\ daN/ml$$

➤ Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = 1,35(49) + 1,5(101,40)$$

$$Q_{sd1} = 218,25\ daN/ml$$

$$Q_{sd2} = 1,35G - 1,5N = 1,35(49) - 1,5(14,872)$$

$$Q_{sd2} = 88,46\ daN/ml$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}] = 218,25\ daN/ml$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd1} \times \cos \alpha = 218,25 \times \cos(6,84) = 217,00\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd2} \times \sin \alpha = 88,46 \times \sin(6,84) = 25,99\ daN/ml$$

➤ Action vers le haut à l'ELU ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{z,sd} = 49 \times \cos(6,84) - 1,5(232,46) = -300,038\ daN/ml$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G \times \sin(\alpha)$$

$$Q_{y,sd} = 1,35(49) \times \sin(6,84)$$

$$Q_{y,sd} = 7,87\ daN/ml$$

➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 49 + 101,40 = 150,40\ daN/ml$$

$$Q_{sd2} = G + N = 49 + 14,872 = 63,87 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max[Q_{sd1}; Q_{sd2}] = \max[150,40; 63,87] = 150,40 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 150,40 \times \cos(6,84)$$

$$Q_{z,sd} = 149,32 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 150,40 \times \sin(6,84)$$

$$Q_{y,sd} = 17,91 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos \alpha - V = 49 \times \cos(6,84)$$

$$Q_{z,sd} = -183,80 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin \alpha = 49 \times \sin(6,84) = 5,835 \text{ daN/ml}$$

• Calcul du moment sollicitant (sous le vent soulèvement) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{300,038 \times 6^2}{8} = 1363,63 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (\ell/2)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{7,87 \times (3)^2}{8} = 8,85 \text{ daN.m}$$

Classe de la section (annexe 3)

• La classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(100 - 5,6 - 2 \times 12)/2}{8,5} = 4,14 \text{ daN.m}$$

$$\text{On a l'acier S235 donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

D'où : $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$ donc la semelle est de classe 1

$$\text{La classe de l'âme } \frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39$$

D'où : $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon$ donc l'âme est de classe 1

Donc la panne en IPE200 est de classe 1

• Calcul moment résistant :

$$M_{P\ell y,Rd} = \frac{w_{P\ell y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{221 \times 23,5}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{P\ell y,Rd} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{P\ell z, Rd} = \frac{w_{P\ell z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{44,6 \times 23,5}{1,1} = 952,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{P\ell z, Rd} = 952,81 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}{600^2} \sqrt{\frac{13000}{142} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 6,98}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}}$$

$$M_{cr} = 2575,63 \text{ KN.cm} = 2575,63 \text{ daN.m}$$

- Calcul d'élancement réduit

On a la section est de classe 1 donc on utilise $w_{P\ell y}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{P\ell y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{221 \times 23,5}{2575,63}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,42$$

Et aussi : $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ section de classe 1 et 2

$$\text{On a : } \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \text{ donc } \lambda_1 = 1$$

Et :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_2}}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_2}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{600}{1,84}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{1,84}}{\frac{16}{0,74}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 152,233$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{152,233}{93,9} = 1,62 \text{ (Plus défavorable)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \text{ (tableau 2 annexe 1)}$$

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de χ_{LT} (annexe 2). On prend $\chi_{LT} = 0,3261$

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{P\ell y Rd} \Rightarrow M_{b,Rd} = 0,3261 \times 4721,36$$

$$M_{b,Rd} = 1539,63 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{P\ell z Rd}} = \frac{1363,63}{1539,63} + \frac{8,85}{952,28} = 0,89 < 1$$

$$0,89 < 1 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Donc :

La panne IPE200 est vérifiée au déversement.

III.3.2.5. Vérification à l'ELS:

- Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche se fait avec les actions à l'ELU (non pondérées)

- Vérification de la flèche suivant zz'

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times \ell^4}{E.I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{183,80 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 1943}$$

$$f_z = 0,760$$

$$\text{On a : } f_z < f_{adm}$$

- Vérification de la flèche suivant yy'

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{L/2}{200} \Rightarrow f_{adm} \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^4}{E.I_z} \Rightarrow f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{17,91 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 142}$$

$$f_y = 0,025 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } f_y < f_{adm}$$

Donc la panne est vérifiée à la flèche suivant yy'

Au final :

Le profilé IPE200 convient comme panne de toiture pour notre structure.

III.4 Calcul des liernes :

III.4.1. Définition :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est de soulager la panne à mi-travée afin d'éviter sa déformation latérale (suivant l'axe faible). Ces liernes, reliées entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

III.4.2. Calcul structural :

Le calcul du lierne la plus chargée revenant à la panne de toiture.

➤ **La réaction R au niveau du lierne :**

On a :

$$Q_{y,sd} = 17,91 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 \times Q_{y,sd} \times t_z = 1,25 \times 17,91 \times 3 = 67,16 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 67,16 \text{ daN/ml}$$

➤ **L'effort de traction :**

- **Tronçons de lierne L_1 :**

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{67,16}{2} \Rightarrow T_1 = 33,58 \text{ daN}$$

- **Tronçons de lierne L_2 :**

$$T_2 = R_y + T_1 = 67,16 + 33,58 = 100,74 \text{ daN}$$

- **Tronçons de lierne L_3 :**

$$T_3 = R_y + T_2 = 67,16 + 100,74 \Rightarrow T_3 = 168,35 \text{ daN}$$

- **Tronçons de lierne L_4 :**

$$T_4 = R_y + T_3 = 67,16 + 168,35 \Rightarrow T_4 = 235,96 \text{ daN}$$

- **Tronçons de lierne L_5 :**

$$T_5 = R_y + T_4 = 67,16 + 235,96 \Rightarrow T_5 = 303,57 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L_6 :

$$2 \times T_6 \cos(\theta) = T_5$$

$$\Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \cos(\theta)} = \frac{303,57}{2 \cos(29,39)} = 174,21 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{1,69}{3} = 29,39^\circ \Rightarrow \theta = 29,39^\circ$$

- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_5

$$T_5 = N_{sd} \leq N_{tRd} \Rightarrow N_{pLRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_1}$$

$$T_5 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_1} \Rightarrow A \geq \frac{T_5 \times \gamma M_1}{f_y} \Rightarrow$$

$$A \geq \frac{303,57 \times 1,1}{2350} \Rightarrow A \geq 0,142 \text{ cm}^2$$

On aussi :

$$A = \frac{\pi \Phi^2}{4} \geq 0,142 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,142}{\pi}}$$

$$\Phi \geq 0,425 \text{ cm} = 4,2 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\Phi = 10 \text{ mm}$

III.5. Echantignolle :

III.5.1. Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses ou bien aux fermes.

L'échantignolle doit résister principalement à l'effort de soulèvement du vent en plus des charges gravitaires qui lui sont appliquées.

III.5.2. Calcul structural :

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

$$2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$$

Pour l'IPE200 : $b = 10 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

Donc $10 \leq t \leq 15$ on prend $t = 11 \text{ cm}$

- L'action de soulèvement est :

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V \Rightarrow$$

$$Q_{zsd} = 49 \times \cos 6,84 - 1,5(232,46) = -300,038 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = -300,038 \text{ daN/ml}$$

- Réaction d'appuis :

$$R_z = 2 \times \frac{Q_{zsd} \times L_y}{\lambda} = 2 \times \frac{300,038 \times 6}{\lambda} = 1800,228 \text{ daN}$$

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_z \times t = 1800,22 \times 11 = 19802,50 \text{ daN.m}$$

- Dimensionnement de l'échantignolle :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$\text{On a : } M_{c,Rd} = \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma M_0} \quad M_{sd} = M_r \text{ et } w_{el} = w_{ech}$$

D'où :

$$M_r \geq \frac{w_{ech} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow w_{ech} \geq \frac{M_r \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$w_{ech} \geq \frac{19802,50 \times 1,1}{2350} = 9,26 \text{ cm}^3$$

Avec :

$$w_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow \frac{b \times e^2}{6} \geq 9,26 \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 9,26}{12}}$$

$$e \geq 2,15$$

On prend : $e = 22 \text{ mm}$

III.6. Calcul des lisses de bardage

III.6.1. Définition

Les lisses de bardage sont des éléments disposés horizontalement, souvent en profilés laminés IPE, UPN, ou bien en profilés fermés.

Elles portent sur les poteaux ou bien sur les potelets, et sont posées pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

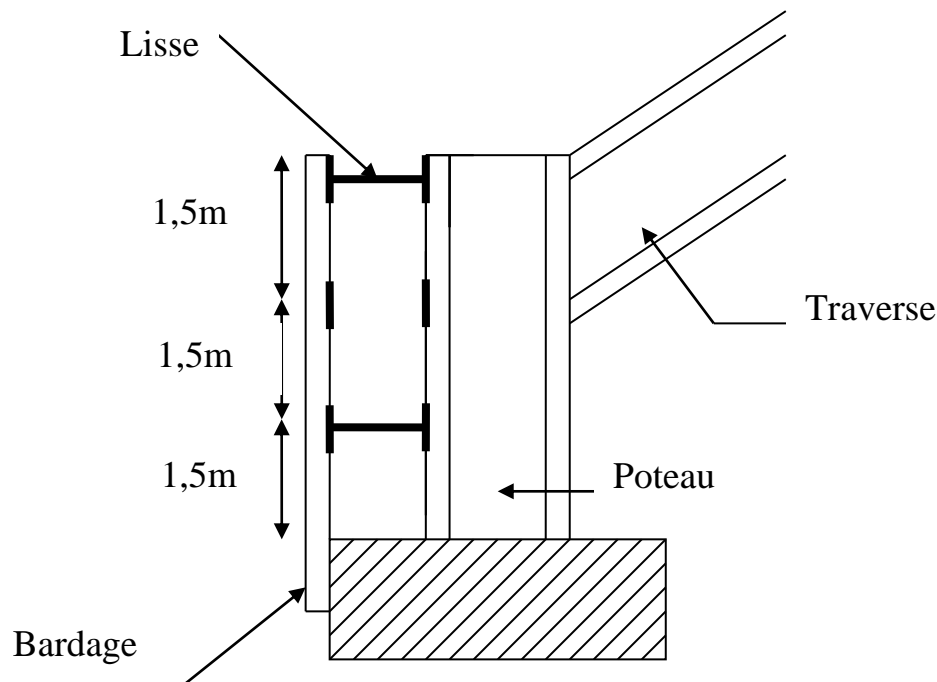
Les lisses sont sollicitées verticalement sous leurs poids propres du bardage, et horizontalement sous l'action du vent latéral, ce qui fait fonctionner en flexion déviée.

III.6.2. Calcul structural

III.6.2.1. Evaluation des charges est surcharges

- L'entre-axe des lisses : $e = 1,50\text{m}$

$$e = \frac{9}{6} = 1,5$$
- La pente du versant : $\alpha = 6,84^\circ$
- Poids propre des panneaux sandwich : $10,78 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de pose : 5 daN/m^2
- Surcharge du vent en dépression : $V = -94,17 \text{ daN/m}^2$ (Chapitre 2)



A- Charges permanentes (G)

$$G = [(10,78+5) \times 1,5] = 23,67 \text{ daN/ml}$$

B- Surcharges climatiques du vent

$$V = 94,1 \times 1,5 = 141,255 \text{ daN/ml}$$

Actions vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{y,sd} = G = 23,67 \text{ daN/ml}$$

Actions latérales à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 141,255 \text{ daN/ml}$$

III.6.2.2. Prédimensionnement

- Flèche verticale

On doit vérifier $f_y < f_{ad}$

$$\begin{cases} f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5\text{m} \\ f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E \cdot I_z} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E \cdot f_{ad}} = \frac{2,05}{384} \times \frac{23,67 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5} = 3,25 \text{cm}^4$$

• Flèche latérale

On doit vérifier $f_z \leq f_{ad}$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3,0 \text{cm}$$

$$\text{ET : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E \cdot f_{ad}} = \frac{5}{384} \times \frac{414,255 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3,0} = 377,67 \text{cm}^4$$

Donc, on opte pour un IPE140

Tableau III.5 les caractéristiques du profile UPE 140 (conforme à EN 10163-3-2004 :

G (Kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
14,5	140	65	98	5,0	9,00	18,4 x10 ²	8,25 x10 ²	10,15 x10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{plz} (mm ³)	W _{ply} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (cm)
600 x10 ⁴	78,8 x10 ⁴	98,8 x10 ³	33,2 x10 ³	5,71 x10	2,07 x10	4,05 x10 ⁴	2,20 x10 ²	12

Le poids propre de da la lisse UPE140 est : $G_{\text{UPE140}} = 14,5 \text{daN/ml}$

$$\text{Donc : } G = (10,78 + 5) \times 1,5 + 14,5 = 38,17 \text{daN/ml}$$

Actions vers le bas à l'ELU↓ :

$$Q_{y,sd} = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 38,17 = 51,52 \text{daN/ml}$$

Actions latérales à l'ELU→ :

$$Q_{z,sd} = 1,5 \cdot V = 1,5(141,255) = 211,90 \text{daN/ml}$$

Actions vers le bas à l'ELS↓ :

$$Q_{y,sd} = G = 38,17 \text{ daN/ml}$$

Actions latérales à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 141,255 \text{ daN/ml}$$

Vérification de la résistance

On a la longueur de la lisse est : $L = \frac{30}{5} = 6 \text{ m}$

- Calcul du moment sollicitant

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{211,90 \times 6^2}{8} = 953,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{40,67 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 45,75 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment résistant

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{98,9 \times 23,5}{1,1} = 2110,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{33,2 \times 23,5}{1,1} = 709,27 \text{ daN.m}$$

- Vérification de la flexion déviée

On a une section en I, et l'effort $N=0$, donc $\alpha=2$ et $\beta=1$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta \quad \text{Formule 5.35, page 68, CCM97}$$

$$\left(\frac{953,55}{2110,72}\right)^2 + \left(\frac{57,96}{709,59}\right)^1 = 0,285 < 1$$

D'où : La lisse est vérifiée à la flexion déviée

- Vérification au cisaillement

Calcul de l'effort tranchant sollicitant

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell}{2} \Rightarrow V_{z,sd} = \frac{211,9 \times 6}{2} = 636,70 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times 0,625 \times \ell}{2} \Rightarrow V_{y,sd} = \frac{51,52 \times 0,625 \times 6}{2} = 96,60 \text{ daN}$$

Calcul de l'effort tranchant résistant

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{Mo}} = \frac{8,25 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 10175,79 \text{ daN.m}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{Mo}} = \frac{10,15 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 12519,31 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'interaction du moment fléchissant vis-à-vis de l'effort tranchant

$$0,5 \cdot M_{ply,rd} = 0,5 \times 12519,31 = 6259,65 \text{ daN.m}$$

$$0,5 \cdot V_{plz,rd} = 0,5 \times 10175,79 = 5087,89 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} < 0,5 \cdot M_{ply,rd} \quad , \quad V_{z,sd} < 0,5 \cdot M_{plz,rd}$$

Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$\text{On a : } V_{y,sd} < 0,5 \cdot M_{ply,rd} \quad \text{et} \quad V_{z,sd} < 0,5 \cdot M_{plz,rd}$$

Donc la lisse est vérifiée au cisaillement.

➤ Vérification à l'instabilité (dérèglement) :

Le déversement de la semelle comprimée sous le vent de pression est empêché vue qu'elle est fixée au bardage sur toute sa longueur. Par contre il y a risque de déversement de la semelle intérieure qui est comprimée sous l'action du vent en dépression vue qu'elle est libre sur toute sa longueur

Calcul du moment sollicitant (sous l'effet du vent en dépression) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{211,9 \times (6)^2}{8} = 953,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z,sd} = \frac{51,52 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 57,96 \text{ daN.m}$$

Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_2}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_2} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_2}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 78,8}{L^2} \times \sqrt{\frac{2,200}{78,8} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 4,05}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 78,8}}$$

$$M_{cr} = 1398,24 \text{ KN.cm} = 1398,24 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Ply} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{98,8 \times 23,5}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,25$$

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{65} = 2,18 > 2 \text{ (Tableau, Annexe 1)}$$

Donc courbe de flambement « b »

D'après le tableau de α_{LT} (Annexe 2), on prend $\alpha_{LT} = 0,4366$

• Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \alpha_{LT} \times M_{pl,y,Rd} \Rightarrow M_{b,Rd} = 0,4366 \times 2110,72 = 921,54 \text{ daN.m}$$

Vérification du déversement sous la flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{953,55}{921,54} + \frac{57,95}{709,59} > 1$$

$$1,11 > 1 \quad \text{Non vérifier}$$

La lisse UPE 140 n'est pas vérifiée vis-à-vis, donc il faut redimensionner la section de la lisse on prend UPE 160.

Tableau III.6 les caractéristiques du profile UPE 160 (conforme à EN 10163-3-2004)

G (Kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
17	160	70	117	5,5	9,5	21,7x10 ²	10x10 ²	11,7x10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{plz} (mm ³)	W _{ply} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (cm)
911x10 ⁴	107x10 ⁴	132x10 ³	41,5x10 ³	6,48x10	2,22x10	5,20x10 ⁴	3,96x10 ⁹	12

On a le poids propre de da la lisse UPE160 est : $G_{UPE160} = 17 \text{ daN/ml}$

$$\text{Donc : } G = [(10,78 + 5) \times 1,5] + 17 = 40,67 \text{ daN/ml}$$

Actions vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{y,sd} = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 40,67 = 54,90 \text{ daN/ml}$$

Action latérale à l'ELU → :

$$Q_{z.sd} = 1,5.V = 1,5(141,255) = 211,90 \text{ daN/ml}$$

Actions vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{y.sd} = G = 40,67 \text{ daN/ml}$$

Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{z.sd} = V = 141,255 \text{ daN/ml}$$

III.6.2. Classe de la section : (Annexe 3)

La classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} + \frac{(b - t_w - r_i)}{t_f} = \frac{(70 - 5,8 - 12)}{9,5} = 5,52$$

On a l'acier S235: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où : $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon = 9$ donc la semelle est classe 1

✓ La classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{117}{5,5} = 21,27$$

D'où : $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon = 72$ donc l'âme est classe 1

Donc la lisse en UPE160 est de classe 1

- Calcul moment sollicitant (sous le vent dépression) :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{211,90 \times 6^2}{8} = 953,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{40,67 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 45,75 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment résistant :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{132 \times 23,5}{1,1} = 2820 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{41,5 \times 23,5}{1,1} = 886,59 \text{ daN.m}$$

- Calcul moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 107}{600^2} \times \sqrt{\frac{3960}{107} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 5,20}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 107}}$$

$$M_{cr} = 1860,05 \text{KN.cm} = 1860,05 \text{daN.m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{132 \times 23,5}{1860,05}} = 1,29$$

On : $\frac{h}{b} = \frac{160}{70} = 2,28 > 2$ (Tableau 2, Annexe1)

Donc courbe de flambement "b"

D'après le tableau de α_{LT} (Annexe 2), on prend $\alpha_{LT} = 0,4217$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \alpha_{LT} \times M_{pl,y,Rd} \Rightarrow M_{b,Rd} = 0,4217 \times 2820 = 1217,39 \text{daN.m}$$

⇒ Vérification du déversement sous la flexion déviée

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{953,55}{1217,39} + \frac{47,75}{886,59}$$

$$0,837 < 1$$

Donc : la lisse UPE160 est vérifiée vis-à-vis du déversement.

III.6.3 Vérifications à l'ELS

Vérification de la flèche :

- Vérification de la flèche suivant ZZ' :

$$f_z < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} \Rightarrow f_{adm} = 3 \text{cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times \ell^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{211,90 \times 10^{-2} \times 60^4}{2,1 \times 10^6 \times 911} = 1,86 \text{cm}$$

Donc la lisse est vérifiée à la flèche suivant zz'

- **Vérification de la flèche suivant yy' :**

$$f_y < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{\ell}{2}\right)^4}{E.I_z} \Rightarrow f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{40,67 \times 10^{-2} \times \left(\frac{60}{2}\right)^4}{2,1 \times 10^6 \times 107} = 0,07 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,07 < f_{adm} = 1,86$$

Donc la lisse est vérifiée à la flèche suivant yy'

Au final, le profilé UPE160 convient comme lisse bardage pour notre structure.

III.7. Calcul des potelés :

III.7.1. Définition :

Les potelés sont des éléments en profils en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) ils résistent aux efforts horizontaux dus au vent, et aux charges verticales dues à leurs poids propres et au poids propre de bardage et des lisses qui leurs revient. Ils fonctionnent de ce fait à la flexion composée.

Ils sont considérés comme verticales dans les deux extrémités et faite un moyen d'assemblage adéquat d'éviter les charges verticales transmises par traverse ou la ferme.

III.7.2. Calcul structural :

III.7.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- L'entre axe des potelets est de 5 m
- La largeur de la zone A est $e/5 = 20,4/5 = 4,08 \text{ m}$
- Les potelés sont en acier S235
- Poids propre de bardage $10,78 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre d'accessoire de pose 5 daN/m^2
- Poids propre de lisse bardage (UPE160) 17 kg/ml
- Nombre de lisse supportée par le potelet $n=6$
- La hauteur du potelet le plus chargé $L=10,20 \text{ m}$
- Charge pignon possède 3 potelets de longueur 10,20m et 9,60m
- Surcharge climatique $V=-94,176 \text{ daN/M}^2$ (chapitre II la charge du vent la plus défavorable sur le pignon)

$$V = -94,176 \times 5 = -470,88 \text{ daN/ml}$$

III.7.2.2. Pré dimensionnement :

- Surcharges climatique (vent) :

$$V = 470,88 \text{ daN/ml}$$

- Action latérale à L'ELS → :

$$Q_{zsd} = V = 470,88 \text{ daN/ml}$$

- Fleche horizontale suivant zz' :

$$f_z \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1020}{200} = 5,16 \text{ m}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times \ell^4}{E \times I_y} = 1,86$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times \ell^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{470,88 \times 10^{-2} \times (1020)^4}{2,1 \times 10^6 \times 5,1}$$

$$I_y \geq 6196,69 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un HEB220 (tableau profiles européens et aciers marchands)

Tableau III.7 les caractéristiques du profile HEB220 (conforme à EN 10163-3-2004 ca=lasse c, sous classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
71,5	220	220	152	9,5	16	91 x 10 ²	27 x10 ²	63,08 x10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{plz} (mm ³)	W _{ply} (mm ³)	iy (mm)	iz (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (cm)
8091 x 10 ⁴	2043x10 ⁴	827x10 ³	393,9x10 ³	9,43x10	5,59x10	76,57x10 4	295,4 x10 ⁹	18

On a le poids propre du potelet HEB220 est : G_{HEB} = 71,5daN/ml

$$\text{Donc : } G = G_{\text{bardage}} + G_{\text{lisse}} + G_{\text{potelet}}$$

$$G = [(10,78 + 5) \times 5 \times 10,20] + (16 \times 5 \times 6) + (71,5 \times 10,20)$$

$$G = 2014,08 \text{ daN}$$

- Actions vers le bas à l'ELU ↓ :

$$N_{sd} = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 2014,08 = 2719,01 \text{ daN}$$

- Action latérale à l'ELU → :

$$Q_{zsd} = 1,35 \cdot V = 1,35 \times 470,88 = 706,32 \text{ daN}$$

Actions vers le bas à l'ELS ↓ :

$$N_{sd} = G = 2014,08 \text{ daN}$$

Action latérale à l'ELS → :

$$Q_{zsd} = V = 470,88 \text{ daN}$$

III.7.2.3. Classe de la section : (Annexe 3)

La classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} + \frac{(b - t_w - r_i)/2}{t_f} = \frac{(220 - 9,5 - 2(18))/2}{16} = 5,45$$

On a l'acier S235 donc $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où : $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$ donc la semelle est classe 1

✓ La classe de l'âme (flexion composée) :

$$d_c \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{2719,01 \times 10^{-2}}{9,5(23,5)} = 0,121 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) = \frac{1}{15,2} \left(\frac{15,2 + 0,121}{2} \right) = 0,503 < 1$$

Pour les sections de classe 1

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{9,5} = 16 < \frac{396\varepsilon}{(13d-1)} = \frac{396(1)}{(13 \times 0,503 - 1)} = 71,49$$

Donc l'âme est de classe 1

Donc le potelet HEB220 est de classe 1

III.7.2.4. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification à la résistance :

Calcul de l'effort normal résistant :

$$N_{pLRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow N_{pLRd} = \frac{91 \times 23,5}{1,1} \times 10^2 = 2$$

$$N_{pLRd} = 194409,09 \text{ daN}$$

➤ Vérification de l'incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \min \left\{ 0,25 N_{pLRd}; 0,5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma M_0} \right\}$$

Avec : $A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 91 - 2 \times 22 \times 1,6 = 20,6 \text{ cm}^2$

$$D'où : = \min \left\{ (0,25 \times 194409,09); \left(05 \times 20,6 \times \left(\frac{2350}{1,1} \right) \right) \right\}$$

$$= \min \{ 48602,272; 22004,54 \}$$

$$\text{On a : } N_{sd} < \min \left\{ (0,25 N_{pl,Rd}); \left(05 A_w \left(\frac{f_y}{\gamma M_0} \right) \right) \right\}$$

D'où : il n'y a pas réduction du moment de résistance plastique

- **Moment résistant :**

Le potelet est de classe 1 :

$$M_{cr,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{cr,y,Rd} = \frac{827 \times 23,5}{1,1}$$

$$M_{cr,y,Rd} = 17667,727 \text{ daN.m}$$

- **Moment sollicitant :**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = \frac{706,32 \times 10,2^2}{8} = 9185,69 \text{ daN.m}$$

$$\text{On a : } M_{y,sd} < M_{cr,y,Rd}$$

Donc : le potelet est vérifié à la flexion composée

- **Vérification à L instabilités (diversement + flambement) :**

On a le potelet est soumis au vent dépression le plus important, qui provoque le phénomène de diversement car la semelle intérieure n'est pas empêchée avec le bardage.

- **Calcul du moment critique de déversement élastique :**

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 2043}{1020^2} \times \sqrt{\frac{295400}{2043} + \frac{1020^2 \times 8 \times 10^3 \times 7557}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 2043}}$$

$$M_{cr} = 16422,602 \text{ KN.cm} \Rightarrow M_{cr} = 16422,602 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{827 \times 23,5}{16422,602}} = 1,087$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 2$$

Donc courbe de flambement "a"

D'après la courbe à α_{LT} , on prend $\alpha_{LT} = 0,6098$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \alpha_{LT} \times M_{pl.y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0,6098 \times 17667,727 = 10773,77 \text{ daN.m}$$

- Flambement selon yy' :

La longueur de flambement du potelet selon yy' est $L_y = 10,20 \text{ m} = 1020 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1020}{9,43} = 108,165$$

On a l'acier S235 donc $\varepsilon = 1$ d'où $\lambda_1 = 93,3$, $\varepsilon = 93,3$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{108,165}{93,3} = 1,15$$

$$\bar{\lambda} = 1,15$$

On $\frac{h}{b} = 1 < 1,15$ et $f_f = 16 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Donc courbe « b » selon yy' (tableau 1, annexe 1)

D'où $\alpha_y = 0,5657$

$$N_{byRd} = \alpha_y \times N_{plRd} \Rightarrow N_{byRd} = 0,5657 \times 194409,09 = 109977,22 \text{ daN}$$

$$N_{byRd} = 109977,22 \text{ daN}$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3), on a une charge uniformément répartie donc :

$$c_{my} = c_{mLT} = 0,95 \text{ (Annexe 4)}$$

$$k_{yy} = \min \left[c_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0,2] \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right) ; c_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{N_{byRd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[0,95 \left(1 + [1,15 - 0,2] \frac{2719,01}{109977,22} \right) ; 0,95 \left(1 + 0,8 \frac{2719,01}{109977,2} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,97; 0,96] \Rightarrow k_{yy} = 0,96$$

- Vérification de flambement selon yy' :

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,yRd}} + k_{yy} \frac{M_{y.sd}}{M_{b,y.Rd}} = \frac{2719,01}{109977,22} + 0,95 \frac{9185,69}{10773,777} = 0,843 < 1$$

$$0,837 < 1$$

D'où: le flambement est vérifié selon yy'

• **Vérification de flambement selon zz' :**

La longueur de flambement du potelet selon zz' est : $L_z = 1,50cm$ (entre axe des lisses)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1,50}{150} = 26,83$$

On a l'acier S235 donc $\varepsilon = 1$ d'où $\lambda_1 = 93,3$, $\varepsilon = 93,3$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{26,83}{93,3} = 0,287$$

$$\bar{\lambda} = 0,287$$

On $\frac{h}{b} = 1 < 1,2$ et $f_f = 16mm < 100mm$

Donc courbe « c » selon zz' (tableau 1, annexe 1)

D'où $\alpha_z = 0,9593$ (annexe 2)

$$N_{bzRd} = \alpha_z \times N_{plRd} \Rightarrow N_{bzRd} = 0,9593 \times 194409,09 = 186496,64daN$$

$$N_{bzRd} = 186496,64daN$$

Coefficient d'interaction (Annexe B Eurocode 3),

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{byRd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,287}{0,95 - 0,25} \times \frac{2719,01}{186496,64} \right); \left(1 - \frac{0,1}{0,95 - 0,25} \times \frac{2719,01}{186496,64} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max[0,999; 0,997]$$

$$\Rightarrow k_{zy} = 0,999$$

• **Vérification de flambement selon zz' :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y.sd}}{M_{by.Rd}} = \frac{2719,01}{186496,64} + 0,999 \frac{9185,69}{10773,77} = 0,86 < 1$$

$$0,837 < 1$$

D'où le flambement est vérifié selon zz'

Donc le potelet HEB220 est vérifié vis-à-vis à l'instabilité, le potelet est stable

- Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{pl,zRd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell}{\gamma} \Rightarrow V_{pl,zRd} = \frac{706,32 \times 10,20}{\gamma} = 3602,23 \text{ daN}$$

$$V_{pl,zRd} = 3602,23 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{Pl,zRd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} = \frac{27,29 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 34437,36 \text{ daN}$$

On a : $V_{zRd} < V_{pl,zRd}$

D'où : le potelet est vérifié vis-à-vis de cisaillement

III.7.2.5. Vérification à l'ELS :

- Vérification à la flèche :

Calcul de la charge et surcharge a l'ELS :

$$Q_{zsd} = V \Rightarrow Q_{zsd} = 470,88 \text{ daN/m}$$

Vérification de la suivant zz' :

$$\text{On a : } f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{adm} = \frac{1020}{200} = 5,1 \text{ cm}$$

Et :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times \ell^4}{E \times I_y} \Rightarrow f_z = \frac{5}{384} \times \frac{470,88 \times 10^{-2} \times (1020)^4}{2,1 \times 10^6 \times 8091}$$

$$f_z = 3,90 \text{ cm}$$

On a $f_z \leq f_{adm}$

Donc : le potelet est vérifié à la flèche suivant zz'

Au final :

Le profile HEB220 convient comme potelet pour notre cas de structure.

III.8. Calcul des contreventements :

III.8.1. Définition :

III.8.1.1. Poutre au vent :

La poutre au vent est un contreventement dispose généralement suivant les versant de la toiture comme le montre la figure III.7 ci-dessous.

Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive.

Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qu'sont fixes sur la traverse ou bien la ferme.

Leur rôle Principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

III.8.1.2. Palée de stabilité :

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts destinés à reprendre les efforts provenant de poutre au vent et leur transmettre aux fondations.

III.8.2. Calcul structural :

On effectue le dimensionnement des barres du contreventement de toiture (poutre au vent) et de façade (palée de stabilité afin résister en toute sécurité aux efforts du vent provenant de la face pignon.

III.8.2.1. Poutre au vent :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis son deux appuis.

- ✓ Répartition de l'effort du vent sur la poutre au vent

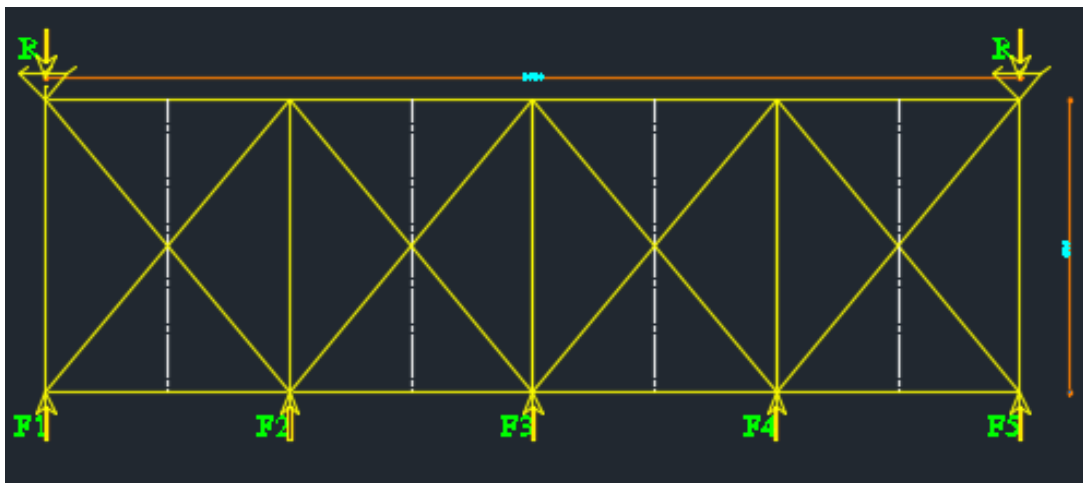


Figure III.5. L'effort du vent sur la poutre

On a :

Zone du vent D : $w_{(z)} = 86,34 \text{ daN/m}^2$ (chapitre ?)

$b = 20\text{m}$; $d = 30\text{m}$; pente de toiture $\alpha = 6,84^\circ$

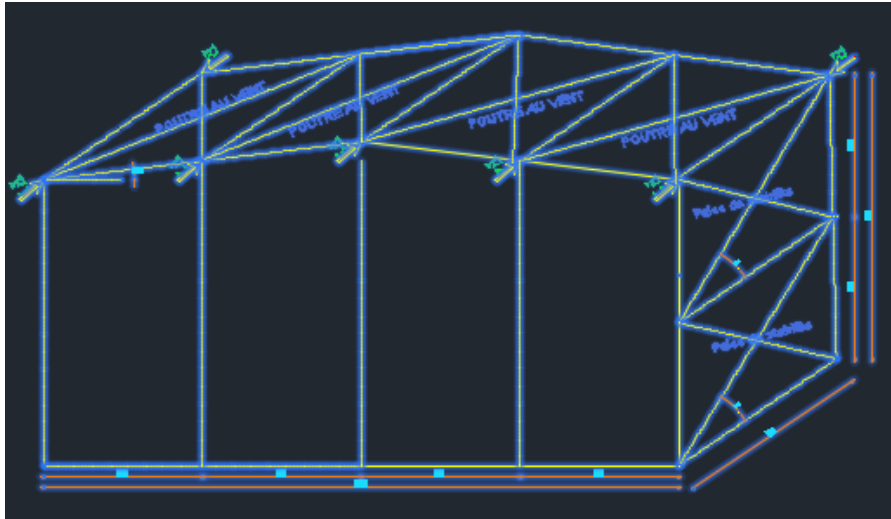


Figure III.6. Représentation des efforts horizontaux

D'après l'étude au vent, la valeur de $V = w_{(z)}$ est donnée comme suite :

- La somme vectorielle de pression ou $C_{pi} = -0.3$

$$\sum(C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = (0.8 + 0.3) + (-0.3 + 0.3) = 1.1$$

- Valeur de la pression dynamique de pointe :

$$q_{l(z)} = 78,48 \text{ daN/m}^2$$

Donc :

$$V = w_{(z)} = q_{p(z)} \times \varepsilon(C_{pe} - C_{pi}) \Rightarrow V = 78,48 \times 1,1 = 86,328 \text{ daN/m}^2$$

- La somme vectorielle des coefficients de pression ou $C_{pi} = +0,2$
- $\sum(C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = (0.8 - 0.2) + (-0.3 - 0.2) = 0.1$

- Valeur de la pression dynamique de pont :

$$q_{p(z)} = 78,48 \text{ daN/m}^2$$

Donc :

$$V = w_{(z)} = q_{p(z)} \times \varepsilon(C_{pe} - C_{pi}) \Rightarrow V = 78,48 \times 0,1 = 7,848 \text{ daN/m}^2$$

D'où la valeur du vent la plus défavorable est : $V = 86,328 \text{ daN/m}^2$

- La force de frottement pour la toiture est donnée par la relation suivante :

$$F_{fr} = \sum q_{p(z)} \times C_{fr} \times A_{fr}$$

$$\begin{aligned} \text{On a : } \min(2b ; 4h) &= \min(2 \times 20 ; 4 \times 10.2) = 40 \text{ m} \\ &= \min(40 ; 4 \times 40,8) = 40 \end{aligned}$$

Et : $d = 30m$ donc : $\min(2b; 4h) > d$

D'où : $F_{fr} = 0daN$

✓ **Evaluation des efforts horizontaux :**

$$F_1 = V \times \left(\frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_c}{8}$$

$$F_1 = 86,328 \times \left(\frac{9}{2} \times \frac{20}{8} \right) = 971,19daN$$

$$F_2 = 86,328 \times \left(\frac{9,60}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 2071,871daN$$

$$F_3 = 86,328 \times \left(\frac{10,20}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 2201,364daN$$

✓ **Efforts de traction dans les diagonales :**

On ne prend en considération que les diagonales tendues et que les diagonales comprimées sont supposées flambées à moindre effort. Suivant le sens du vent (paroi D ou parois E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale, la pente est faible.

En appliquant la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales

D'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \times \cos \alpha + F_1 = R$$

$$\text{Avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times (971,19) + 2(2071,871) + 2201,364}{2}$$

$$R = 4143,73$$

$$\tan \theta = \frac{5}{6} = 0,83 \Rightarrow \arctg 0,83 = 39,8^\circ$$

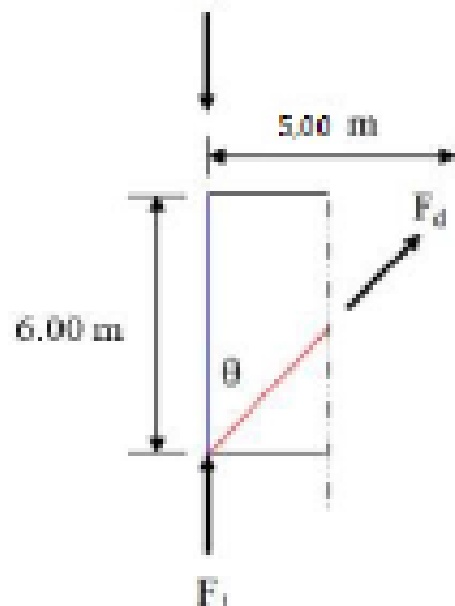
D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2557,467 - 971,19}{\cos(39,8)} = 0,7682$$

$$F_d = 4129,41$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 4129,41 = 6194,119 daN$$

Section de la diagonale :



• Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{6194,19 \times 1,1}{2350} = 2,899$$

$$A \geq 2,899 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de L45x45x5 d'une section $A = 4,3 \text{ cm}^2$ (tableau conforme à EN 10 163.3.2004) classe C, sous-classe 1)

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 4,3 - 0,5 \times 13 = 3,65 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la section à la résistance :

Dans notre cas : une cornière attachée par 3 boulons

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$e_1 = 25 \text{ mm} > 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm} (13 + 1)$$

Tableau III.7. Coefficient minorateur β_2 et β_3

Entraxe p1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

On a utilisé 3 boulons et $P_1 > 5d_0$ d'où $B = B_3 = 0,7$ (tableau III.7)

$$N_{u,Rd} = \frac{B \times A_{net} \times f_n}{\gamma M_2} = \frac{0,7 \times 3,65 \times 3600}{1,25} = 7358,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6194,19 < N_{u,Rd} = 7358,4 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

En final :

Le cornier isolé $45 \times 45 \times 5$ avec 3 boulons de 12 mm et de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

III.8.2.2. Palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent).

On ne considère que les diagonales tendues.

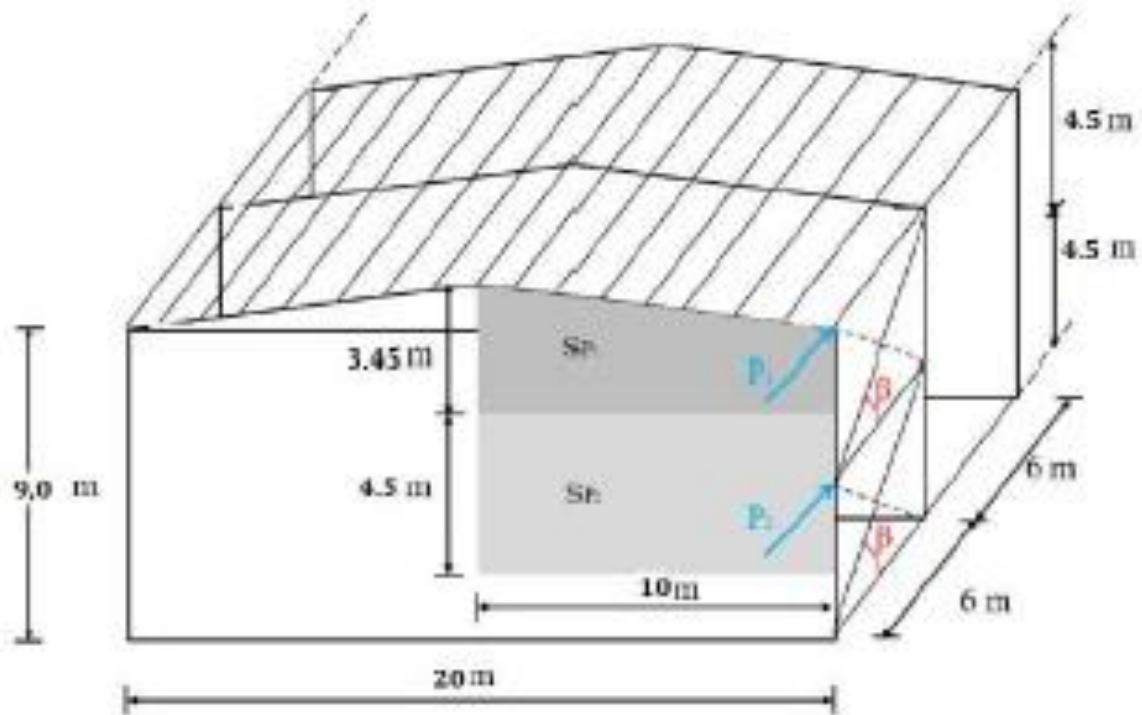


Figure III.7. Surface tribulaire d'une palée de stabilité

- $$S_{P1} = \left[\frac{3,45 + 2,25}{2} \right] \times 10 = 28,5m^2$$
- $P_1 = w_{(z)} \times S_{P1} = 86,328 \times 28,5 = 2460,262daN$
 - $S_{P2} = 4,5 \times 10 = 45,0m^2$
 - $P_2 = w_{(z)} \times S_{P2} = 86,328 \times 45 = 3884,76daN$

Par la méthode des coupures, on aura :

Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N_1 \cos B = P_1$$

$$\operatorname{tg}(B) = \frac{4,5}{6} \Rightarrow B = 36,86^\circ$$

$$N_1 = \frac{P_1}{\cos(B)} = \frac{2460,262}{\cos(36,86)} = 3074,93daN$$

$$N_2 = \frac{P_1 + P_2 - N_1 \cos B}{\cos(B)} \Rightarrow N_2$$

$$= \frac{2460,262 + 3884,76 - 3074,95 \times (\cos 36,86)}{\cos(36,86)}$$

$$N_2 = \frac{6345,02 - 2460,26}{0,800103} = 4855,324 \text{ daN}$$

$$N_2 = 4855,324 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

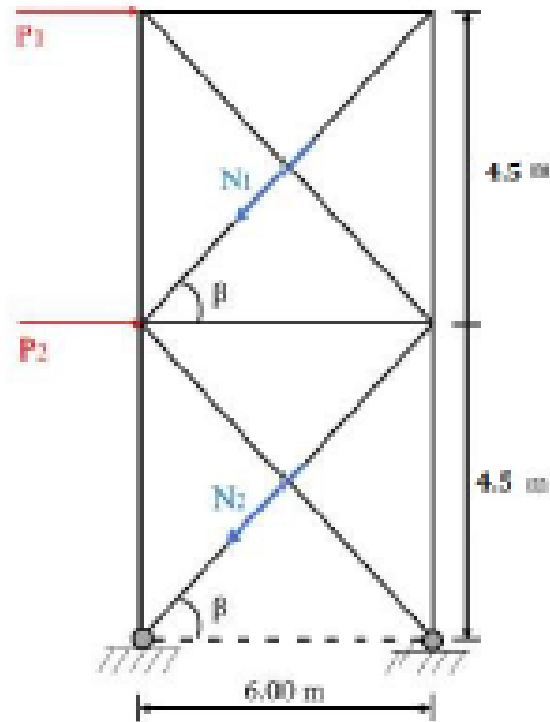


Figure III.8. Palée des stabilités

- Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} = 1,5N_2 \Rightarrow N_{sd} = 1,5 \times 4855,321$$

$$N_{sd} = 7282,981 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{P/Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{7282,981 \times 1,1}{2550} = 3,409$$

$$A \geq 3,409 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratique est de sécurité on opte pour cornière isolée de $45 \times 45 \times 5$ avec boulon de 12 mm (trous de 13 mm) soit $L45 \times 45 \times 5$ ($A = 4,30 \text{ cm}^2$).

Dans notre cas le profile assemblé par 3 boulons et $P_1 > 5d_0$ d'où $B = B_3 = 0,7$
(tableau III.7)

$$N_{u,Rd} = \frac{B \times A_{net} \times f_u}{\gamma M_0} = \frac{0,7 \times 3,65 \times 3600}{1,25} = 7358,4$$

$$N_{sd} = 7282,981 daN < 7358,4 daN \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Au final :

La cornier isolé $45 \times 45 \times 5$ avec 3 boulons de $12mm$ et trous de $13mm$ convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

III.8.2.3. Moment de la poutre au vent :

On vérifie la panne à la flexion déviée composée (bi axial).

- Vérification à la résistance :
- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

- Flexion composée :

$$G = 49 daN/ml$$

$$N = 14,872 daN/ml$$

- Compression :

$$V = F_2 = 2071,871 daN$$

- Combinaison son de charge :

$$Q_{sd} = 1,5G + 1,35N + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 N \downarrow$$

$$N_{sd} = 1,35V \rightarrow$$

$$Q_{sd} = 1,5(49) + 1,35(14,872) = 86,227 daN/ml$$

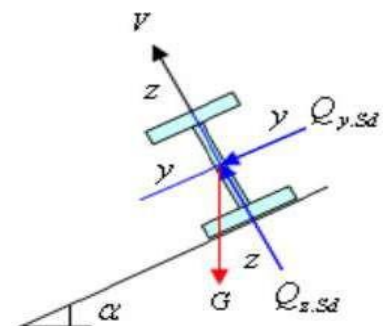
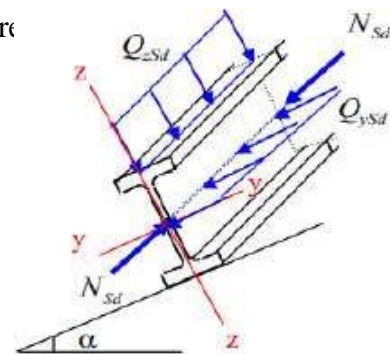
- $Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 86,22 \times \cos 6,84$

$$Q_{zsd} = 85,613 daN/ml$$

- $M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{85,613 \times 6^2}{8} = 385,25 daN.m$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 85,613 \times \sin 6,84 = 10,19 daN/ml$$

$$Q_{ysd} = 10,19 daN/ml$$



$$\bullet M_{zsd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{10,19 \times 3^2}{8} = 11,463 daN.m$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 2071,871$$

$$N_{sd} = 2797,025 daN$$

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

A mi-travée le moment fléchissant sera à sa valeur maximale contrairement à l'effort tranchant qui sera nul ; d'où $V_{sd} \leq 0,5V_{Pl,Rd}$

Donc, il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

• **Incidence de l'effort normal :**

$$0,5 \times N_{Pl,Rd} = 0,5 \times \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = 0,5 \times \frac{28,5 \times 2350}{1,1} = 30443,18 daN$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 28,5 - 2(10) \times 0,85 = 11,5 cm^2$$

$$\frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,5 \times 11,5 \times 2350}{1,1} = 12284,09 daN$$

$$\bullet N_{sd} = 2797,025 daN \leq \text{Min}(0,5 \times N_{Pl,Rd}; \frac{A_w \times f_y}{\gamma M_0}) = 12284,09 daN$$

Il n'a pas d'incidence de l'effort normal sur le moment résistant

Pas de réduction des moments de résistance plastique.

D'où :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Pl,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z,Rd}}\right)^\beta$$

$$\alpha = 2; \beta = 5\eta = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} = 5 \times \frac{2797,025}{60886,36} = 0,229$$

$$\left(\frac{385,25}{4721,36}\right)^2 + \left(\frac{11,463}{952,81}\right)^{0,229} = 0,370 < 1$$

Le Montant est vérifié vis-à-vis de la résistance.

➤ **Vérification aux instabilités (diversement+ flambement)**

La vérification aux instabilités se fait suivant les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

Et :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

• **Combinaison à l'ELU :**

On a :

$$G = 49 \text{ daN/ml (Charge permanente)}$$

$$V = -117,72 \text{ daN/ml (Vent de soulèvement zone G, chapitre 2)}$$

$$V' = F_4 = \text{ daN/ml (Vent de pignon)}$$

• **Charge de flexion :**

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1,5V \Rightarrow Q_{z,sd} = 49 \cos(6,84) - 1,5(117,72) \\ = -127,92 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) \Rightarrow Q_{y,sd} = 49 \sin(6,84) = 5,83 \text{ daN/ml}$$

• **Moment sollicitant :**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times \ell^2}{8} = \frac{127,92 \times (6)^2}{8} = 575,64 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}{8} = \frac{5,83 \times (3)^2}{8} = 6,55 \text{ daN.m}$$

• **Moment résistant:**

$$M_{Pl,y,Rd} = \frac{w_{Pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{Pl,y,Rd} = \frac{221 \times 23,5}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,y,Rd} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,z,Rd} = \frac{w_{Pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} \Rightarrow M_{Pl,z,Rd} = \frac{44,6 \times 23,5}{1,1} = 952,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,z,Rd} = 952,81 \text{ daN.m}$$

• **Charge décompression :**

$$N_{sd} = 1,5V'' = 1,5 \times 2071,871 = 3107,80 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3107,80 \text{ daN}$$

- L'élancement réduit par rapport à l'axe fort yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{8,26} = 72,639; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72,639}{93,9} = 0,77$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,77$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \text{ et } t_f = 8,5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement « a » (tableau 1, annexe 1)

D'où le coefficient de réduction χ_y est $\chi_y = 0,8124$ (Annexe 2)

L'effort réduit

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0,8124 \times 60886,36 = 49464,078\text{daN}$$

$$N_{by,Rd} = 49464,078\text{daN}$$

- L'élancement réduit par rapport à l'axe fort zz :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2,24} = 133,928; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133,928}{93,9} = 1,42$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,42$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \text{ et } t_f = 8,5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Axe de flambement z-z \Rightarrow courbe de flambement « b » (tableau 1, annexe 1)

D'où le coefficient de réduction χ_z est $\chi_z = 0,3734$ (Annexe 2)

L'effort réduit est :

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0,3734 \times 60886,36 = 22734,96\text{daN}$$

$$N_{bz,Rd} = 22734,96\text{daN}$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\text{On a : } \chi_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L}{i_z}$$

Et :

$$c_1^{0,25} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25} \text{ (Annexe F. Eurocode)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600}{2,24} = 152,23$$

$$(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600}{2,24} \right)^2 \right]^{0,25}$$

$$\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_i} = \frac{152,23}{93,9} = 1,62$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \Rightarrow \text{Courbe de flambement « a » (tableau 2, annexe 1)}$$

$$\chi_{LT} = 0,2786 \text{ (Annexe 2)}$$

• **Le moment réduit:**

$$M_{by,Rd} = \chi_{LT} \times M_{pLy,Rd} = 0,2786 \times 4721,36 = 1351,37 \text{ daN.m}$$

$$M_{by,Rd} = 1351,37 \text{ daN.m}$$

• **Calcul des coefficients d'interaction k_{yy} et k_{zy}**

Avec le risque de déversement (tableau B_2 , EN 1993-1-1)

On a : charge uniformément répartie donc $c_{my} = c_{mz} = c_{mLT} = 0,95$

$$k_{yy} = \min \left[c_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0,2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right); c_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[0,95 \left(1 + [0,77 - 0,2] \frac{3107,80}{49466,07} \right); 0,95 \left(1 + 0,8 \frac{3107,80}{49466,07} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,985; 1,05] \Rightarrow k_{yy} = 0,985$$

$$\text{Et : } k_{zy} = \max \left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}; 1 - \frac{0,1}{c_{mLT} - 0,25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[1 - \frac{0,1 \times 1,42}{0,95 - 0,25} \times \frac{3107,80}{22734,96}; 1 - \frac{0,1}{0,95 - 0,25} \times \frac{3107,80}{22734,96} \right]$$

$$k_{zy} = \max[0,997; 0,981] \Rightarrow k_{zy} = 0,997$$

$$k_{zz} = \min \left[c_{mz} \left(1 + [2\bar{\lambda}_z - 0,6] \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right); c_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min \left[0,95 \left(1 + [2 \times 1,42 - 0,6] \frac{3107,80}{22734,96} \right); 0,95 \left(1 + 1,4 \frac{3107,80}{22734,96} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min[1,24; 1,131] \Rightarrow k_{zz} = 1,131$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} \Rightarrow k_{yz} = 0,6 \times 1,131 = 0,679$$

$$k_{yz} = 0,679$$

- Vérification par rapport à l'axe fort y-y:

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z,Rd}} < 1$$

$$\frac{3107,80}{49464,078} + 0,985 \frac{575,64}{1315,37} + 0,679 \frac{0,55}{952,81} = 0,498 < 1$$

$$0,498 < 1$$

D'où le flambement par rapport à l'axe fort y-y est vérifié

- Vérification par rapport à l'axe fort z-z:

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{Pl,z,Rd}} < 1$$

$$\frac{3107,80}{22734,96} + 0,997 \frac{575,64}{1315,37} + 1,131 \frac{6,55}{952,81} = 0,580 < 1$$

$$0,580 < 1$$

D'où le flambement par rapport à l'axe fort z-z est vérifié

Au final :

Le profile IPE200 convient comme montant pour la poutre au vent pour notre cas de structure.

III.9. Conclusion :

Suite à l'étude réalisé sur les éléments secondaires de notre construction, on a opté pour des profilés qui se présentent dans le tableau III.8.

Eléments	Profile utiliser
Panneau de la toiture	Panneau sandwich ondulé en polyuréthane de type TL 70 , d'épaisseur 70 mm ,
Bordage	Panneau sandwich ondulé Polyuréthane de type TL45, d'épaisseur 45mm
Pannes	IPE200
Liernes	Barre ronde de diamètre 10mm
Echantignole	Tôle d'épaisseur de 22 mm
Lisse de Bardage	UPE160
Potelet	HEB220
Poutre au vent	Cornière isolée de 45x45x5
Palée de stabilité	Cornière isolée de 45x45x5

Chapitre IV :

Calcul du pont roulant

IV.1. Introduction :

Les ponts roulants sont des moyens de manutention indispensables dans le lien de secteurs industriels ; dans ce chapitre nous décrirons le dimensionnement d'un pont roulant, ses constituants et son fonctionnement dans l'objectif de faire une vérification analytique et numérique de sa résistance.

IV.2. Définition :

Un pont roulant, est un engin de lavage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace. Transversalement au chemin de roulement est disposé un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont mono poutre. Dans les autres cas,

On a affaire à un pont bipoutre (**Figure IV.1**)



Figure IV.1. Pont roulant bipoutre

La portée

- 1- La cote d'approche
- 2- La hauteur de levage
- 3- Hauteur de pose

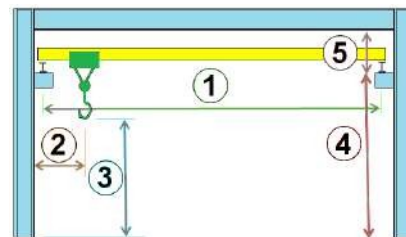


Figure IV.2. Dimensions et hauteurs

IV.3. Calcul structural

Selon l'Eurocode 3 on enchainera le calcul suivant :

IV.3.1. Evaluation des charges :

D'après la recommandation [C.T.C.M]

- Capacité du pont = 150KN = 15tonnes.
- Portée entre les rails de pont $L=20m$.

- Poids propre du chariot $Q_{c2} = 50\text{KN}$ (Annexe 6).
- Poids propre du chariot $Q_{c1} = 195\text{KN}$ (Annexe 6).
- Masse à lever nominal : $Q_{h,nom}=150\text{KN}$.
- Approche nominal du erochet : $e_{min}=10\text{m}$
- L'empotement (entre axe des galets du pont) : $a=3,6\text{m}$ (Annexe6)
- Potée de la poutre de roulement : $L=6\text{m}$
- Classe de levage : H_{C3} (Annexe 5, Tableau 5).
- Vitesse de levage : $V_h=5\text{m/min}$ (Annexe 6)
- Utiliser l'acier de la classe S235

IV.3.2. Calcul des réactions au niveau des galets :

Il convient de déterminer les charges verticales exercées par les galets d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des dispositions de charges (**Figure IV.3**)

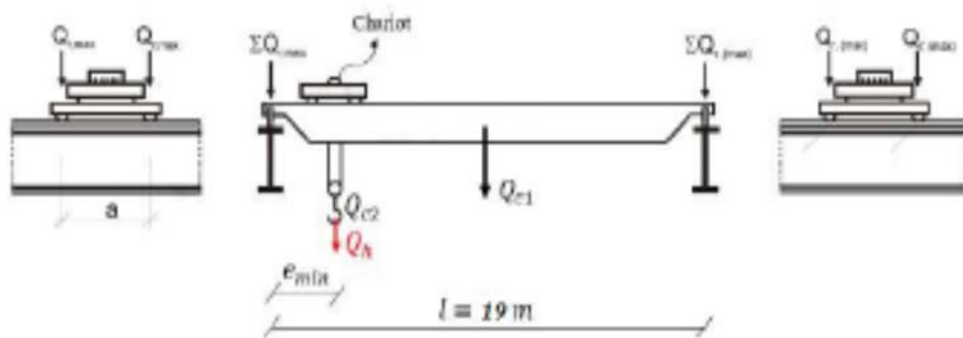


Figure IV.3. Position de l'appareil de levage en charge pour obtenir le chargement maximal de la poutre de roulement.

IV.3.2.1. Réaction vertical maximal par galet :

➤ Appareil de levage en charge :

Groupe charge 1 : (Annexe 5, tableau 1)

On a : $0,9 \leq Q_1 \leq 1,1$ d'où on prend $Q_1 = 1,1$ (Annexe 5, tableau 3)

Classe de levage H_{C3} (Annexe 5, tableau 5)

$$Q_2 = Q_{2nim} + B_2 \times V_h = 1,15 + 0,51 \times \frac{5}{60} = 1,192$$

La charge maximale caractéristique par galet de l'appareil de lavage en chargé avec majoration dynamique est donnée par :

$$\sum Q_{r,max} = Q_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{\ell - e_{min}}{\ell} \right) \right] + Q_2 \times Q_h \times \left(\frac{\ell - e_{min}}{\ell} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 1,1 \left[\frac{195}{2} + 50 \times \left(\frac{19-1}{19} \right) \right] + 1,1925 \times 150 \times \left(\frac{19-1}{19} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 345,76 \text{KN}$$

$$\sum Q_{r,\max} = Q_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{e_{\min}}{\ell} \right) \right] + Q_2 \times Q_h \times \left(\frac{e_{\min}}{\ell} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 1,1 \left[\frac{195}{2} + 50 \times \left(\frac{1}{19} \right) \right] + 1,1925 \times 150 \times \left(\frac{1}{19} \right)$$

$$\sum Q_{r,\max} = 126,86 \text{KN}$$

$$Q_{r,\max} = \frac{\sum Q_{r,\max}}{2} = \frac{345,76}{2} = 172,88 \text{KN}$$

$$Q_{r,\max} = \frac{\sum Q_{r,\max}}{2} = \frac{126,86}{2} = 63,43 \text{KN}$$

IV.3.2.2. Réaction vertical minimal par galet :

➤ Appareil de levage vide :

Groupe charge 1 :

On a : $Q_1 = 1,1$ (Annexe 5, tableau 3)

$$\sum Q_{r,\min} = Q_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{\ell - e_{\min}}{\ell} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,\min} = 1,1 \left[\frac{195}{2} + 50 \times \left(\frac{19-1}{19} \right) \right] = 159,35 \text{KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2} = \frac{159,35}{2} = 79,677 \text{KN}$$

$$\sum Q_{r,\min} = Q_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{e_{\min}}{\ell} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r,\min} = 1,1 \left[\frac{195}{2} + 50 \times \left(\frac{1}{19} \right) \right] = 110,144 \text{KN}$$

$$Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2} = \frac{110,144}{2} = 55,07 \text{KN}$$

IV.3.3. Charge horizontales :

Pour tenir compte de l'effet de l'accélération de décélération de l'appareil de levage lors de ses déplacements, des réactions horizontales longitudinales et transversales doivent être prévus comme suit :

IV.3.3.1. Charge horizontales longitudinale :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = Q_5 \times \frac{K}{n_r}$$

K : force d'entraînement

Q_r : coefficient dynamique

Avec :

$n_r = 2$ Nombre de poutre de roulement et $Q_5 = 1,5$ coefficient dynamique qui correspond à des condition intermédiaires d'agressivité des mouvement de manutention (tableau 6)

➤ **La force d'entraînement calcul comme suit :**

$$K = \mu \times \sum Q_{r \min}$$

Avec : $\mu = 0,2$ coefficient de frottement (acier-acier).

$$\text{Et : } \sum Q_{r \min} = mw \times Q_{r, \min} = 2 \times 55,07 = 110,14 \text{KN}$$

Avec : $mw = 2$ nombre de galets entrainés

$$\text{D'où : } K = \mu \times \sum Q_{r, \min} = 2 \times 110,14 = 22,028 \text{KN}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1,5 \times \frac{22,028}{2} = 16,52 \text{KN}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 16,52 \text{KN}$$

IV.3.3.2. Charge horizontales transversales :

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

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

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de masse est contre balancée par les charges horizontales transversales H_{T1} et H_{T2} .

Les charges horizontales transversal peuvent être obtenu de la façon suivant (EC 1-P3, 2,7,2 (3)).

$$H_{T,1} = Q_5 \times \varepsilon_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = Q_5 \times \varepsilon_1 \times \frac{M}{a}$$

$$\text{Et : } \varepsilon_1 = \frac{\sum Q_{r, \max}}{\sum Q_r}$$

Avec :

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,\max} = 345,76 + 126,86 = 472,62\text{KN}$$

D'où :

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r} = \frac{345,76}{472,62} = 0,731$$

$$\varepsilon_2 = 1 - \varepsilon_1 = 1 - 0,731 = 0,269$$

$$L_s = (\varepsilon_1 - 0,5) \times L = (0,731 - 0,5) \times 19 = 4,389\text{m}$$

L'excentrement L_s , est la distance qui sépare le centre d'inertie de l'axe médiane du pont

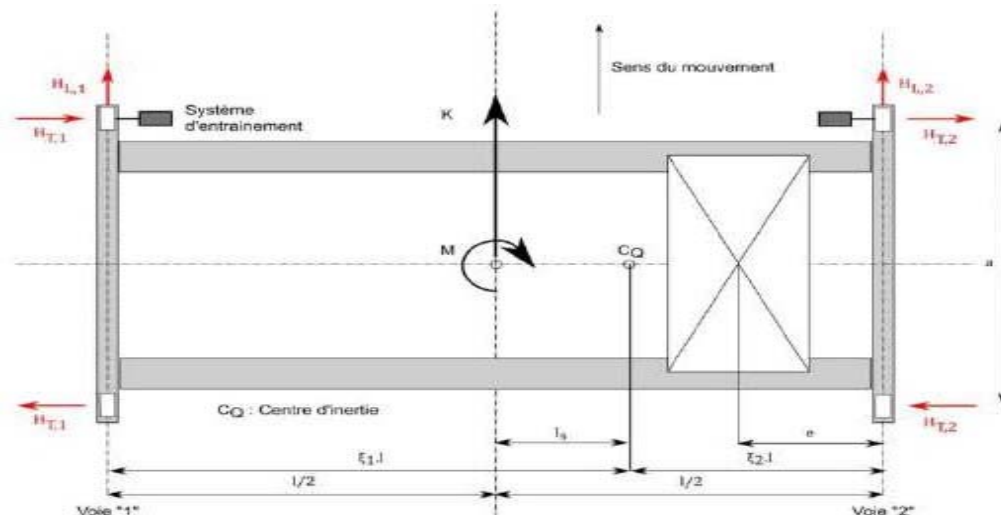
$$M = K \times L_s = 22,028 \times 4,389 = 96,680\text{KN.m}$$

$$H_{T,1} = Q_s \times \varepsilon_1 \times \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,731 \times \frac{96,680}{3,6} = 29,44\text{KN}$$

$$H_{T,1} = 29,44\text{KN} \quad \text{Charge horizontale transversal}$$

$$H_{T,2} = Q_s \times \varepsilon_2 \times \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,269 \times \frac{96,680}{3,6} = 10,83\text{KN}$$

$$H_{T,2} = 10,83\text{KN}$$



IV.3.3.3 Force horizontales produit par marche en crabe de l'appareil de levage

La marche en crabe se traduit par un couple de force horizontales qui peuvent être dues aux chocs par le passage des galets sur les joints de rail

Remarque :

Elle est appliquée généralement dans le cas des appareils de levage lourd de classe HC3 et plus.

Des forces horizontales longitudinales et transversales des galets $H_{s,i,j,k}$ et la force de guidage S due à la marche en crabe sont susceptibles de se produire au niveau des organes de

guidage des appareils de levage ou des chariots pendant leur déplacement longitudinal ou transversal en un mouvement régulier.

➤ **Angle de marche en crabe α :**

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0,00150\text{rad}$$

α_F ; α_r ; α_0 : sont définie suivant tableau 7 annexe 5

Avec :

- $\alpha_0 = 0,001\text{rad}$ Angle de base (Annexe 5, Tableau 7)

$$x = \frac{10\text{mm}}{0,75} = 13,33\text{mm} ; \text{Glissement latéral}$$

- $\alpha_F = \frac{0,75x}{a} = \frac{0,75(10/0,75)}{3600} = 0,0027\text{rad}$

Usure du rail : $y = 0,10 \times b_r$ avec : $b_r = 50\text{mm}$

$$y = 0,10 \times 50 = 5\text{mm}$$

- $\alpha_v = \frac{y}{a} = \frac{5}{3600} = 0,0014\text{rad}$

D'où :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_v + \alpha_0 = 0,0027 + 0,0014 + 0,001$$

$$\alpha = 0,0051\text{rad} \leq 0,0150\text{rad} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Le facteur associ2 (coefficient non positif) f :**

$$f = 0,3 \times (1 - \exp^{-250\alpha}) = 0,3 \times (1 - \exp^{-250 \times 0,0051})$$

$$f = 0,216 < 0,3$$

➤ **Distance entre le centre instantané de rotation et le guidage :**

On :

$$h = \frac{m \times \varepsilon_1 \times \varepsilon_2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

Avec : $e_1 = 0$; $e_2 = a$; $m = 0$

$$h = \frac{0 + 3,6^2}{3,6} = 3,6\text{m}$$

coefficient λ :

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum e_j}{n \times \lambda} = 1 - \frac{3,6}{2 \times 3,6} = 0,5$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0,216 \times 0,5 \times 472,62 = 51,04\text{KN}$$

$$S = 51,04\text{KN}$$

pour la paire de galet λ :

$$\lambda_{s,1,T} = \frac{\varepsilon_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,731}{2} \times \left(1 - \frac{0}{3,6}\right) = 0,365$$

$$\lambda_{s,1,T} = 0,365$$

$$\lambda_{s,2,T} = \frac{\varepsilon_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,269}{2} \times \left(1 - \frac{0}{3,6}\right) = 0,134$$

$$\lambda_{s,2,T} = 0,134$$

➤ **Force horizontale transversale :**

$$H_{s,1,T} = f \times \lambda_{s,1,T} \times \sum Q_r = 0,216 \times 0,365 \times 472,62 = 37,26\text{KN}$$

$$H_{s,1,T} = 37,26\text{KN}$$

$$H_{s,2,T} = f \times \lambda_{s,2,T} \times \sum Q_r = 0,216 \times 0,134 \times 472,62 = 13,67\text{KN}$$

$$H_{s,2,T} = 13,67\text{KN}$$

➤ **Force horizontal longitudinale :**

$$\left. \begin{aligned} H_{s,1,L} &= f \times \lambda_{s,1,L} \times \sum Q_r = 0 \\ H_{s,2,L} &= f \times \lambda_{s,2,L} \times \sum Q_r = 0 \end{aligned} \right\}$$

IV.3.3.4. Force horizontales produit lors des accélérations et décélérations du chariot :

Force horizontale $H_{T,3}$ produite par l'accélération et décélération du chariot est déterminée de la façon suivante :

$$H_{T,3} = 10\%(Q_h) + 10\%(Q_{c,2})$$

Q_h : La masse à lever.

$Q_{c,2}$: Le poids du chariot

$$H_{T,3} = 10\%(150) + 10\%(50) = 20\text{KN}$$

Tableau IV.1. Récapitulation des charges revenant à la poutre de roulement

Groupe de charges		1	
Facteur d'amplifications dynamique correspondant au groupe de charges		$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_2 = 1.2$ $\varphi_5 = 1.5$	
Charges verticales	Poids propre du pont	$Q_{r,(min)}$	79.677 kN
		$Q_{r,min}$	55.070 kN
	Poids propre du pont et de la masse à lever	$Q_{r,(max)}$	63.430 kN
		$Q_{r,max}$	172.88 kN
Charges horizontales	Accélération du pont	$H_{L,1}$	16.52 kN
		$H_{L,2}$	16.52 kN
		$H_{T,1}$	29.44 kN
		$H_{T,2}$	10.83 kN
	Marche en crabe	$H_{S,1,L}$	0
		$H_{S,2,L}$	0
		$H_{S,1,T}$	37.26 kN
		$H_{S,2,T}$	13.67 kN
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$	20 kN

IV.3.4. Dimensionnement de la poutre de roulement:

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche maximale obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

– Portée $L = 6\text{m}$

Distance entre galets $a = 3,6\text{m}$

- Limite de la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{ad} = \frac{L}{600} = \frac{600}{600} = 1\text{cm } 10\text{mm}$$

$$\delta_1 = \frac{1}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times \ell^3}{EI_y} \left[\frac{3a}{4\ell} - \left(\frac{a}{\ell}\right)^3 \right] \leq f_{ad} = \frac{L}{600}$$

$$I_y = \frac{600}{6} \times \frac{Q_{r,max} \times \ell^2}{E} \left[\frac{3a}{4\ell} - \left(\frac{a}{\ell}\right)^3 \right]$$

$$I_y = \frac{600}{6} \times \frac{172,88 \times 600^2}{2,1 \times 10^4} \left[\frac{3 \times (360)}{4(600)} - \left(\frac{360}{600}\right)^3 \right]$$

$$I_y = 69349,57\text{cm}^4$$

D'après le tableau des profils on opte pour HEM340

Tableau IV.2 : Les caractéristiques du profile HEM340 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
248	377	309	243	21	40	315.8 × 10 ²	98.63 × 10 ²	217.17 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
76370 × 10 ⁴	19710 × 10 ⁴	4718 × 10 ³	1953 × 10 ³	15.55 × 10	7.90 × 10	1506 × 10 ⁴	5584 × 10 ⁹	27

➤ **Choix du rail de roulement:**

Le type et dimension de rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charges, vitesse, portée,) et aussi en fonction du type de galet. On adopte des rails carrés en acier A 75.

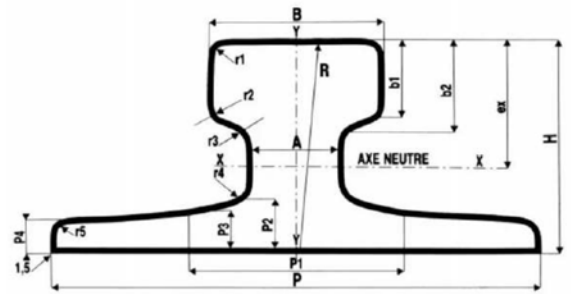


Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques des rails

DISPONIBLE COURANT EN 12 METRES - Autres longueurs sur demande
USUALLY AVAILABLE IN 12 METRES - Other length on request

DIN	Profil Section N°	Poids métrique Metric weight KG	Hauteur Height H	Patte Flange P	Boudin Head B	Ame Web A	P1	P2	P3	P4	b1	b2	r1	r2	r3	r4	r5	ex	R
							54	14,5	11	8	20	24	4	3	4	5	4	33	400
A 45	1	22,1	55	125	45	24	54	14,5	11	8	20	24	4	3	4	5	4	33	400
A 55	2	31,8	65	150	55	31	66	17,5	12,5	9	25	28,5	5	5	5	6	5	38	400
A 65	3	43,1	75	175	65	38	78	20	14	10	30	34	6	5	5	6	5	44	400
A 75	4	56,2	85	200	75	45	90	22	15,4	11	35	39,5	8	6	6	8	6	50	500
A 100	5	74,3	95	200	100	60	100	23	16,5	12	40	45,5	10	6	6	8	6	52	500
A 120	6	100	105	220	120	72	120	30	20	14	47,5	55,5	10	6	10	10	6	57	600
A 150	7	150,3	150	220	150	80	-	31,5	-	14	50	-	10	8	35	10	6	77	800

Résistance courante R_m mini 690 N/mm² / Pour d'autres Résistances, nous consulter.
Usual tensile strength R_m mini 690 N/mm² / For others tensile strength, please contact us.

Profil conforme aux spécifications techniques de la norme DIN 536-91
Section from DIN 536-91 standard

IV.3.5. Vérification au états limite de service (ELS) :➤ **Flèche verticale :**

$$\delta_1 = \frac{Q_{r \max} \times \ell^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{172,88 \times 600^3}{48 \times 10^4 \times 76370 \times 2,1} = 0,485 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 0,485 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G \cdot \ell^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{(2,48 + 0,562) \times 10^2 \times 600^4}{2,1 \times 10^4 \times 76370} = 0,032 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 0,485 + 0,032 = 0,517 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 0,517 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

➤ **Flèche horizontale :**

$$I_z = \frac{bf^3 \times t_f}{12} = \frac{30 \times 10^3 \times 4}{12} = 9834,543 \text{ cm}^4 \text{ (Semelle supérieure)}$$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{48} \times \frac{H_{T1} \times \ell^3}{EI_z} = \frac{1}{48} \times \frac{29,44 \times 600^3}{2,1 \times 10^4 \times 9834,543} = 0,641 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 0,641 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{L}{600} = 1 \text{ cm}$$

Donc la poutre HEM340 est vérifiée à l'ELS

IV.3.6. Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre cas sont conçues en tançons de 6.0 m de long supportées par deux appuis (isostatiques). Cette disposition permet de réduire les contraintes de fatigue qui peuvent être induites par l'alternance des moments $M+/M-$ au niveau des appuis dans le cas des poutres continus.

IV.3.6.1. Calcul des moments maximaux :➤ **Charge verticale M_V :**

$$\text{Calcul de } \frac{a}{L} : \frac{a}{L} = \frac{3,6}{6} = 0,6 \geq 0,586$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = [Q_{r \max} \times L] / 4$$

$$\text{et le moment max à } X = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$M_V = \frac{172,88}{4} = 259,32 \text{ KN.m}$$

$$M_V = 259,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Charge permanente M_G**

Pour $X = 3\text{m}$

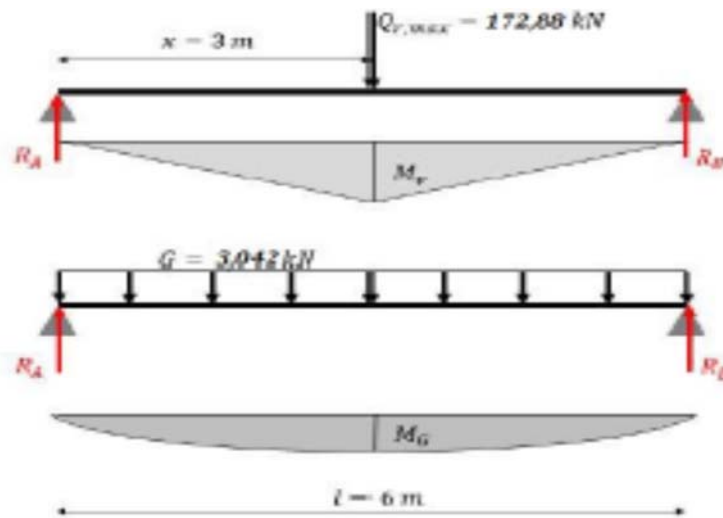
$$G = 2,48 + 0,562 = 3,042\text{KN/ml}$$

$$R_A = R_B = \frac{G \times \ell}{2} = \frac{3,042 \times 6}{2} = 9,126\text{KN}$$

$$R_A = R_B = 9,126\text{KN}$$

$$M_{\max} = M_G = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{3,042 \times 6^2}{8} = 13,689\text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 13,689\text{KN.m}$$

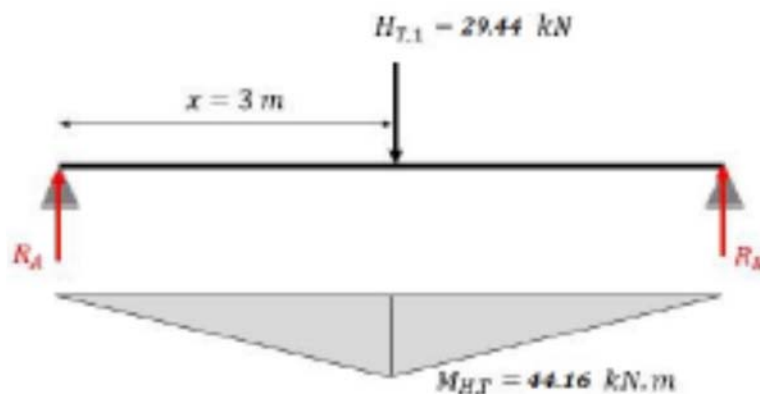


➤ **Charge horizontale M_h :**

La valeur maximale du moment fléchissant est obtenue en plaçant une charge latérale mi travée.

$$M_h = \frac{H_{T1} \times L}{4} = \frac{29,44 \times 6}{4} = 44,16\text{KN.m}$$

$$M_{HT} = M_h = 44,16\text{KN.m}$$



IV.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant maximal :

➤ Charge variable V :

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times L - Q_{r \max} \times \ell - Q_{r \max} \times (\ell - a) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{Q_{r \max} \times \ell + Q_{r \max} \times (\ell - a)}{\ell}$$

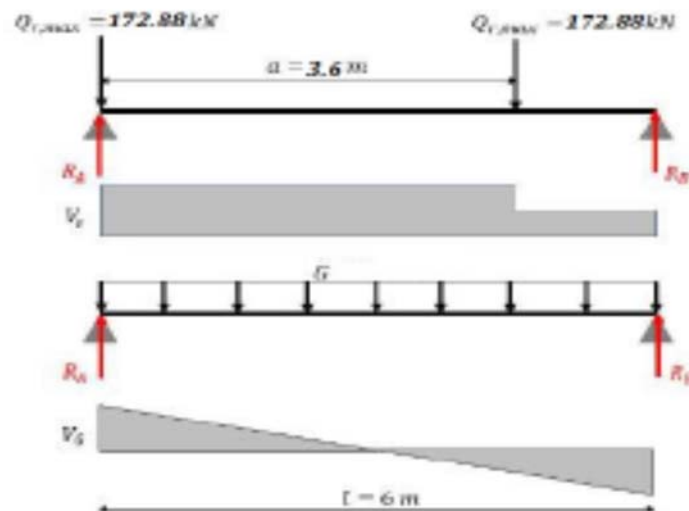
$$\Rightarrow R_A = \frac{172,88 \times 6 + 172,88(6 - 3,6)}{6}$$

$$V_V = R_A = 242,03 \text{ KN}$$

$$R_B = 2 \times Q_{r \max} - R_A$$

$$R_B = 2 \times 172,88 - 242,03 = 103,73 \text{ KN}$$

$$R_B = 103,73 \text{ KN}$$



➤ Charge permanente G

$$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{3,042 \times 6}{2} = 9,126 \text{ KN}$$

$$V_G = R_A = 9,126 \text{ KN}$$

➤ Charge horizontale :

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times \ell - H_{T1} \times \ell - H_{T1} \times (\ell - a) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{H_{T1} \times \ell + H_{T1} \times (\ell - a)}{\ell}$$

$$R_A = \frac{29,44 \times 6 + 29,44 \times (6 - 3,6)}{6} = 41,216 \text{ KN}$$

$$R_A = 41,216\text{KN}$$

$$R_B = 2 \times H_{T1} - R_A = 2 \times 29,44 - 41,216$$

$$R_B = 17,664\text{KN}$$

$$V_h = R_A = 41,216\text{KN}$$

IV.3.6.3. Charge pondérée :

➤ Charge verticales :

Le moment maximal pondère à $X = 3\text{m}$

$$M_{y,sd} = 1,35M_G + 1,5M_V$$

$$M_{y,sd} = 1,35(13,689) + 1,5(259,32)$$

$$M_{y,sd} = 407,460\text{KN.m}$$

➤ L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

$$V_{z,sd} = 1,35V_G + 1,5V_V$$

$$V_{z,sd} = 1,35(9,126) + 1,5(242,03) = 375,365\text{KN}$$

$$V_{z,sd} = 375,365\text{K}$$

➤ Charge horizontales :

• Le moment maximal à $x = 3\text{m}$:

$$M_{z,sd} = 1,5 \times M_h = 1,5 \times 44,16 = 66,24\text{KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 66,24\text{KN.m}$$

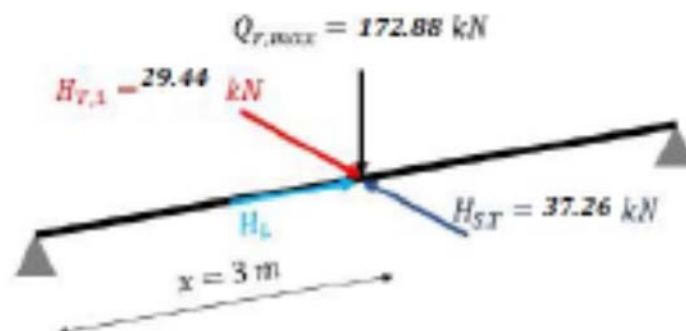
L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

$$V_{y,sd} = 1,5V_h = 1,5 \times 41,216 = 61,82\text{KN}$$

$$V_{y,sd} = 61,82\text{KN}$$

Remarque :

On retient la valeur du moment fléchissant due aux charges latérales qui coïncide avec la valeur maximale du au moment fléchissant due aux charges verticales.



➤ **L'effort axiale :**

$$N_{sd} = 1,5H_{L,1} = 1,5H_{L,2} = 1,5(16,52)$$

$$N_{sd} = 24,78\text{KN}$$

Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats

Moment fléchissant max (KN. m) à x = 3m	$M_{y,sd}$	$M_{z,sd}$
	407,460	66,24
Effort tranchant max aux appuis (KN)	$V_{z,sd}$	$V_{y,sd}$
	375,365	61,85
Effort normal axial (KN)	N_{sd}	
	24,78	

IV.3.7. Vérification de la section à l'ELU :**IV.3.7.1. Classe de la section:**➤ **Classe de la semelle (semelle comprimée) :**

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{et : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2 \times r)}{t_f} = \frac{(30,9-21-2 \times 23)/2}{40}$$

$$2,925 < 9\varepsilon = 9$$

Donc la semelle est de classe 1

Classe de l'âme (âme fléchée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_f} = \frac{297}{40} = 2,725 < 72\varepsilon = 72$$

Donc l'âme est de classe 1

D'où la section est de classe 1

IV.3.7.2. Résistance au cisaillement aux appuis :➤ **Cisaillement verticale :**

$$V_{plz,sd} = (A_{Vz} \times f_y) / (\sqrt{3} \times \gamma M_0)$$

$$V_{plz,sd} = (98,63 \times 23,5) / (\sqrt{3} \times 1,1) = 1216,53 \text{KN}$$

$$0,5V_{plz,sd} = 0,5 \times 1216,53 = 608,265 \text{KN}$$

$$\text{On a } V_{z,sd} = 375,365 < V_{plz,sd} = 608,266$$

Donc il n'y a pas d'interaction de moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

➤ **Cisaillement latérale :**

$$\text{On a : } A_{Vy} = A \times t_f = 30,9 \times 4 = 123,6 \text{cm}^2 \text{ (semelle supérieure)}$$

$$V_{ply,sd} = (A_{Vy} \times f_y) / (\sqrt{3} \times M_0)$$

$$V_{ply,sd} = (123,6 \times 23,5) / (\sqrt{3} \times 1,1) = 1524,51 \text{KN}$$

$$0,5V_{ply,sd} = 0,5 \times 1524,51 = 762,255 \text{KN}$$

$$\text{On a } V_{y,sd} = 61,82 < V_{ply,sd} = 1524,51 \text{KN} \dots\dots \text{ Vérifiée}$$

IV.3.7.3. Résistance de la section à la flexion dérivée (bi-axiale) composée:

On a :

$$M_{Cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{4718 \times 23,5}{1,1} \times 10^{-2} = 1007,936 \text{KN.m}$$

Les charges horizontales sont supposées reprises uniquement par la semelle supérieure du profilé.

$$M_{Cz,Rd} = M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz,Rd} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$\text{Avec : } W_{plz} = \frac{bf^2 \times t_f}{4} = \frac{30,9^2 \times 4}{4} = 954,81 \text{cm}^2 \text{ (semelle supérieur)}$$

$$M_{Cz,Rd} = \frac{954,81 \times 23,5}{1,1} \times 10^{-2} = 203,93 \text{KN.m}$$

$$\text{et : } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{315,8 \times 23,5}{1,1} = 6746,63 \text{KN}$$

D'où :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{24,78}{6746,63} + \frac{407,460}{1007,936} + \frac{66,24}{203,98}$$

$$0,732 < 1,0 \text{ Vérifiée}$$

La Poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée composée

IV.3.7.4. Résistance aux instabilités:

La poutre de roulement qui est simplement appuyée est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les maintiens sont causés par la poutre au niveau de chaque galet.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_z}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Tronçon n°1 : L = 3m

Cas des moments aux extrémités du tronçon :

$$c_1 = 188 - 1,40 \times \psi + 0,52 \times \psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec : } M_a < M_b ; 1,0 \leq \psi < 1,0$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{407,460} = 0 \Rightarrow c_1 = 1,88$$

D'où :

$$M_{cr} = 1,88 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 19710}{300^2} \times \sqrt{\frac{5584}{19710} + \frac{300^2 \times 8 \times 10^3 \times 1506}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 19710}} \times 10^{-2}$$

$$M_{cr} = 19989,593 \text{KN.m}$$

Autrement :

$$\lambda_{\overline{LT}} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{4718 \times 23,5}{19989,593}} = 0,23$$

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1,22 < 2 \Rightarrow \text{Courbe de flambement « a »}$$

$$\lambda_{\overline{LT}} = 0,23 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,9934$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0,9934 \times 1007,936 = 1001,28 \text{KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 1001,28 \text{KN.m}$$

Les équation d'interactions :

$$\text{On a : } \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Et : } \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{Autrement : } N_{by,Rd} = \alpha_y \times N_{plz,Rd}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15.55} = 38.585 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{38.585}{93.9} = 0.41$$

$$\frac{h}{b} = \frac{377}{309} = 1.22 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

→ Axe de flambement yy → courbe de flambement « a »

Dou :

$$\bar{\lambda}_y = 0.41 \rightarrow \chi_y = 0.9501$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.9501 \times 6746.63 = 6409.97 \text{ kN}$$

Semelle supérieure :

$$I_z = \frac{(b_f^3 \times t_f)}{12} = \frac{30.9^3 \times 4}{12} = 9834.543 \text{ cm}^4$$

$$A = b_f \times t_f = 30.9 \times 4 = 123.6 \text{ cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{9834.543}{123.6}} = 8.92 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{8.92} = 33.63$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.63}{93.9} = 0.36$$

$$\frac{h}{b} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1.2 \quad ; \quad t_f = 40 \text{ mm}$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement « b »

D'ou :

$$\bar{\lambda}_z = 0.36 \rightarrow \chi_z = 0.9417$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.9417 \times 6746.63 = 6353.30 \text{ kN}$$

Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} :

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + [0.41 - 0.2] \times \frac{38.775}{6409.97} \right) ; 0.6 \left(1 + 0.8 \times \frac{38.775}{6409.97} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.6 ; 0.603) = 0.6$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \times \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; \left(1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0.1 \times 0.36}{0.6 - 0.25} \times \frac{38.775}{6409.97} \right) ; \left(1 - \frac{0.1}{0.6 - 0.25} \times \frac{38.775}{6409.97} \right) \right] =$$

$$k_{zy} = \min(0.999 ; 0.998) = 0.998$$

$$k_{zz} = \min \left[C_{mz} \left(1 + [2 \times \bar{\lambda}_z - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; C_{mz} \left(1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min \left[0.6 \times \left(1 + [2 \times 0.36 - 0.6] \times \frac{38.775}{6353.30} \right) ; 0.6 \times \left(1 + 0.8 \times \frac{38.775}{6353.30} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min(0.6 ; 0.603) = 0.6$$

$$k_{yz} = 0.6 k_{zz} = 0.6 \times 0.6 = 0.36$$

- Vérification par rapport à l'axe fort yy :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$= \frac{24.78}{6409.97} + 0.6 \times \frac{407.460}{1001.28} + 0.36 \times \frac{66.24}{203.98} = 0.74 < 1.0 \quad \text{Vérifiée}$$

- Vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$= \frac{24.78}{6353.30} + 0.998 \times \frac{407.460}{1001.28} + 0.6 \times \frac{26.24}{203.98} = 0.604 < 1.0 \quad \text{Vérifiée}$$

D'où : la poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis des instabilités (diversement + flambement).

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$= \frac{24.78}{6353.30} + 0.998 \times \frac{407.460}{1001.28} + 0.6 \times \frac{26.24}{203.98} = 0.604 < 1.0 \quad \text{Vérifiée}$$

D'où : la poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis des instabilités (diversement + flambement).

IV.3.7.5 Résistance au cisaillement (EC3, page 187)

Il faut vérifier que si : $\frac{d}{t_w} < 69 \varepsilon$ (pas de risque de voilement de l'âme)

Avec :

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

D'où :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{24}{21} = 11.57 < 69 \varepsilon$$

Donc pas de risque de voilement de l'âme

IV.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale :

La contrainte locale verticale de compression $\sigma_{z,sd}$ générée dans lame par les charges des galets appliquées sur la semelle supérieure :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w}$$

La largeur effective d'âme l_{eff} sur laquelle s'exerce la pression locale est évaluée selon (EN 1993-6, Tableau 5.1)

On a le rail de pont roulant non fixé de façon rigide sur la semelle cas (b)

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times \left(\frac{I_r + I_{f,eff}}{t_w} \right)^{1/3}$$

↪ Largeur efficace de la semelle :

$$b_{eff} = b_{fr} + h_{r,wear} + t_f$$

Avec : $h_{r,wear} = 0.75 \cdot h_r = 0.75 \times 85 = 63.75 \text{ mm}$, h_r est la hauteur totale du rail A75

Et : $b_{fr} = 200 \text{ mm}$ (largeur du rail)

Et : $t_f = 31 \text{ mm}$ (épaisseur de la semelle de la poutre de roulement)

D'où :

$$b_{eff} = 200 + 63.75 + 31 = 294.75 \text{ mm} < b_{poutre} = 300 \text{ mm}$$

↪ Moment d'inertie de la semelle supérieure :

$$I_{f,eff} = \frac{b_{eff} \times t_f^3}{12} = \frac{294.75 \times 3.1^3}{12} = 73.174 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times \left(\frac{531 + 73.174}{1.6} \right)^{1/3} = 23.49 \text{ cm} = 234.9 \text{ mm}$$

$$F_{z,sd} = \gamma_Q \times Q_{r,max} = 1.5 \times 172.88 = 259.32 \text{ kN}$$

D'où la contrainte locale verticale de compression est :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w} = \frac{259.32}{23.49 \times 1.6} = 6.89 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

IV.3.8 Dimensionnement du support du chemin de roulement

(Corbeau) : Le chemin de roulement est supporté par corbeau

Le corbeau est prédimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$M_{y,sd} = V_{z,sd} \times 0.5 = 375.365 \times 0.5 = 187.69 \text{ kN.m}$$

D'où :

$$W_{el,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{187.69 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} \Rightarrow W_{el,y} \geq 878.50 \text{ cm}^3$$

On opte pour un HEB 260 de $W_{el,y} = 1148 \text{ cm}^3$ et $W_{pl,y} = 1283 \text{ cm}^3$

↪ Vérification à l'effort tranchant :

On a :

$$V_{z,sd} = 375.365 \text{ kN}$$

Et :

$$V_{z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{37.59 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 463.64 \text{ kN}$$

D'où :

$$V_{z,sd} < V_{z,Rd}$$

Donc le corbeau est vérifié vis-à-vis de l'effort tranchant

IV.4. Conclusion

Suite à l'étude réalisée sur le pont roulant de notre construction, on a opté pour HEM 340 comme une poutre à chemin de roulement (PDR) équipé d'un rail en A75 fixé à l'aide des crapauds au long de la poutre (PDR) (Figure IV.4) et supporter par un corbeau en HEB 260.



Figure IV.4 : Poutre déroulement avec un rail

Chapitre V :

Etude sismique

Introduction :

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif Visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

V.1 Choix de la méthode de calcul :

La Méthode Statique Équivalente une parmi les trois méthodes de calcul sismique, on va vérifier les conditions d'application de cette méthode suivant RPA 99 / version 2003

V.1.1 Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente :

La Méthode Statique Équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 RPA 99 / version 2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

On a notre halle métallique a une hauteur totale de 10.2 m et situé à la zone IIb, donc la première condition est satisfaite, d'où on va vérifier les régularités en plan et en élévation comme suit :

• Vérification de la régularité en plan

a1– on a notre structure est doublement symétrique (critère vérifié)

a2–on a le centre des masses est $\{Y_G = 13,92 \text{ m} ; X_G = 7,8 \text{ m}\}$ et le centre des rigidités : $\left\{Y_G = \frac{30}{2} = 15\text{m} ; X_G = \frac{20}{2} = 10\text{m}\right\}$

D'où 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Elle est supérieure à la différence entre les centres (critère vérifiée)

a3 – le rapport longueur / largeur $0,25 < 30/20 = 1.5 < 4$ et aussi on n'a pas de partie rentrante (critère vérifié)

a4 – Notre structure est considérée comme indéformable (critère vérifié)

On voit que notre structure vérifie tous les critères (a1, a2, a3 et a4) du RPA 99 / version

2003 selon les deux sens horizontale X et Y.

Donc notre structure est régularisée en plan

• Vérification de la régularité en élévation

Notre structure vérifie tous les critères, suspendant on a le système de contreventement suivant la direction X par portique et suivant la direction Y par palée triangulée en X pas de discontinuité(b1) ; Aussi pas de diminution progressive de section (b2) et pas de décrochement en élévation (b4).

D'où, notre structure vérifie tous les critères (b1, b2 et b4) du RPA 99 /version 2003 selon les deux sens horizontale X et Y ; autrement notre structure est régularisée en élévation.

En finale on a la structure est régularise en plan et en élévation donc on n'a pas besoin de passer vers la deuxième condition et aussi la longueur totale de notre structure égale à 10,20 m < 65 m (zone II)

Donc la méthode statique équivalente est applicable pour notre cas de structure.

V.1.2 Principe de la Méthode MSE

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.2 Calcul de la force sismique totale V

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 du RPA 99 / version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

V.2.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone. Donnée par le tableau 4.1 (RPA99 version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau V. 1:coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Notre structure est située dans le groupe 1B (Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m)

Zone II_b dans notre cas $A = 0,2$

V.2.2. Facteur d'amplitude dynamique moyen D :

Ce facteur est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ϵ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 S \end{cases}$$

Donc : $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1,08 \geq 0,7$

T_2 est la période caractéristique associée à la catégorie du site, elle est donnée dans le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

Donc : $T_2 = 0,4 \text{ sec}$

- Estimation de la période fondamentale T de la structure :

La formule donnée par le RPA 99/ version 2003 est la suivante :

$$T = \min\left\{C_T \times h_N^{3/4}; \frac{0,09h_n}{\sqrt{D}}\right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (donnée par le tableau 4.6 page 46RPA99 version 2003).

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

NB:

Pour notre cas on a un portique auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie donc :

$$C_T = 0.085$$

Notre structure a une hauteur totale $h_n = 10.2$ m

Suivant le sens X on a $D = 20$ m

Suivant le sens Y on a $D = 30$ m

D'où Suivant X

$$T_x = \min\left\{0,085 \times 10,20^{3/4}; \frac{0,09 \times 20}{\sqrt{20}}\right\}$$

$$T_x = 0,402 \text{ sec}$$

On a $T_2 < T_x < 3,0$ s

$$D'ou : D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 1,08 \left(\frac{0,4}{0,402}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,691 \text{ s}$$

Suivant y :

$$T_y = \min\left\{0,085 \times 10,20^{3/4}; \frac{0,09 \times 30}{\sqrt{30}}\right\}$$

$$T_x = 0,485 \text{ sec}$$

On a $T_2 < T_y < 3,0$ s

$$D'ou : D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 1,08 \left(\frac{0,4}{0,485}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,374 \text{ s}$$

V.2.3. Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ / version 2003 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA 99 / version 2003.

En cas d'utilisation des systèmes de contreventement différents dans les deux directions

considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

$$R = 4 \text{ du tableau 4.3 (RPA99 version 2003)}$$

V.2.4. Facteur de qualité Q:

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4

NB :

a. Vérification des critères de qualités q pour notre cas :

Conditions minimales sur les files de contreventement est non observé ; $q_1 = 0.05$

Redondance en plan est non observé ; $q_2 = 0.05$

Régularité en plan est observé ; $q_3 = 0$

Régularité en élévation est observé ; $q_4 = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux est non observé, par mesure de sécurité on a pénalisé ce critère pour tenir compte de la fiabilité des composants des éléments ; donc $q_5 = 0.05$

Contrôle de la qualité de l'exécution est non observé ; $q_6 = 0.10$

b. La valeur de Q

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) \Rightarrow \quad \mathbf{Q = 1.25}$$

V.2.5 Poids total de la structure W

Le poids total W de la structure égale à la somme des poids calculés à chaque niveau :

$$W = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

- W_{Q_i} : Charge d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau 4.5 du « RPA version 2003 » : $\beta = 0.2$.

Tableau V.2 : Evaluation des actions permanentes pour Niveau 1.

	Elément	Type	Longueur (m)	Nombre	Poids propre Kg/m	Poids totale kN
1 ^{ère} Niveau De 0 à 7m	Poteau	IPE450	7m	12	77,6	56,184
	Poutre de roulement	HEM 340	6m	10	248	148,800
	Rail	A75	6m	28	56,5	33,720
	Potelets	HEB220	7m	5	71,5	25,025
	Lisse de bardage	UPE160	6m	59	17	60,180
	Bardage		700m ²		15,78Kg/m ²	110,460
	Pont roulant			1	19500	195,00
	Chariot			1	5000	50,00
	Palé de stabilité	L45x45x5	7,49	12	3,38	3,037
	Total	691,396kN				

Tableau V.3 : Evaluation des actions permanentes pour niveau 2.

	Elément	Type	Longueur	Nombre	Poids propre	Poids total (KN)
2 ^{ème} Niveau De 7m à 10,20m	Poteau	IPE450	2	12	77,6	19,620
	Traverse	IPE400	10,07	12	66,30	80,120
	Potelets	HEB220	16,8	6	71,5	12,012
	Lisse de bardage	UPE160	6	36	17	36,720
	Panne	IPE200	6	60	22,40	80,640
	Toiture		828,20(m ²)		15,76	130,610
	Palé de stabilité	L45x45x5	6,04	20	3,38	4,080
	Total	363,520 kN				

a) Charge d'exploitation :

Niveau 1 : $W_{Q1} = 150KN$ (pont de 15T)

$$W_1 = 691,396 + 0,5 \times 150 = 766,396KN$$

$$W_1 = 766,396KN$$

Niveau 2 : $W_{Q2} = 0KN$ (pas de charge d'exploitation toiture)

$$W_2 = 363,52KN$$

Donc : $W = W_1 + W_2$

$$W = 766,396 + 363,52 = 1129,91KN$$

$$W = \mathbf{1129,91KN}$$

V.2.6. Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1. RPA99/ version 2003})$$

$$A = 0,20$$

$$V_x = \frac{0,2 \times 2,691 \times 1,25}{4} \times 1129,91 \Rightarrow V_x = \mathbf{191,036KN}$$

$$V_y = \frac{0,2 \times 2,374 \times 1,25}{4} \times 1129,91 \Rightarrow V_y = \mathbf{167,65KN}$$

V.3. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :

La résistance de la force sismique à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$F_i = \frac{(V - F_t)W \times h_i}{\sum_{j=1}^5 W_j \times h_j} \quad (4.11)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07T.V$$

Avec :

T Est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

NB : notre cas on $T_x = 0,402 \text{ sec}$ et $T_y = 0,485$

Donc : $T_x < 0,7 \text{ sec}$, d'où $F_t = 0$

Donc 4-11 de Vent

$$F_i = \frac{VW_i \times h_i}{\sum_{j=1}^5 W_j \times h_j}$$

$$F_{x1} = \frac{191,036 \times 766,396 \times 7}{766,396 \times 7 + 363,52 \times 2} \Rightarrow F_{x1} = 168,23KN$$

$$F_{x2} = \frac{191,036 \times 363,52 \times 9}{766,396 \times 7 + 363,52 \times 2} \Rightarrow F_{x2} = 102,59KN$$

$$F_{y1} = \frac{167,65 \times 766,396 \times 7}{766,396 \times 7 + 363,52 \times 2} \Rightarrow F_{y1} = 147,52KN$$

$$F_{y2} = \frac{167,65 \times 363,52 \times 9}{766,396 \times 7 + 363,52 \times 2} \Rightarrow F_{y2} = 90,03KN$$

V.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant à chaque niveau (k) est donnée par la formule suivant :

$$V_k = F_t + \sum_{i=n}^n F_i \quad (4 - 10)$$

$$V_{x1} = 0 + 168,23 + 102,59 = 270,82KN$$

$$V_{x2} = 0 + 102,59 = 102,59KN$$

$$V_{y1} = 0 + 147,52 + 189,82 = 337,34KN$$

$$V_{y2} = 0 + 189,82 = 189,82KN$$

V.5. Comparaison des résultats sismique avec ceux du vent :

➤ **Résultat sismique :**

$$F_{x1} = 168,23KN$$

$$F_{x2} = 102,59KN$$

➤ **Le moment de reversement du séisme est :**

$$M_r = F_{x1} \times 7 + F_{x2} \times 9$$

$$M_r = 168,23 \times 7 + 102,59 \times 9$$

$$M_r = 2100,92KN.m$$

➤ **Résultat du vent 1 est :**

On a la surface d'influence du vent 1 est :

Au 1^{er} niveau : $F_{x1} = 86432 \times 8 \times 30$

$$F_{x1} = 2074,375KN$$

Au 2^{eme} niveau : $F_{x2} = 86432 \times 1 \times 30$

$$F_{x1} = 259,296KN$$

➤ **Le moment de reversement du au vent est**

$$M_{wr} = F_{W \times 1} \times 4 + F_{W \times 2} \times 8,5 = 2074,375 \times 4 + 259,296 \times 8,5 = 10501,488$$

$$M_{wr} = 10501,488$$

$$M_{Wr} > M_r$$

V.6. Conclusion :

Dans ce projet, nous avons présenté la méthode statique équivalente, utilisée pour l'estimation des paramètres sismiques. Cette méthode se distingue par son efficacité dans l'analyse et l'interprétation de données complexes. Elle permet également de mieux appréhender le comportement sismique de la structure, en fournissant une approche plus réaliste et représentative de la réalité.

Chapitre VI :

Etude de portique

VI.1 Introduction :

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palet de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto-stable) qui reprendra tous les efforts Transversaux (vent ; séisme) et les transmettra aux fondations sans présentée grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VI.2 Calcul du portique

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT structural analyse 2024 les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

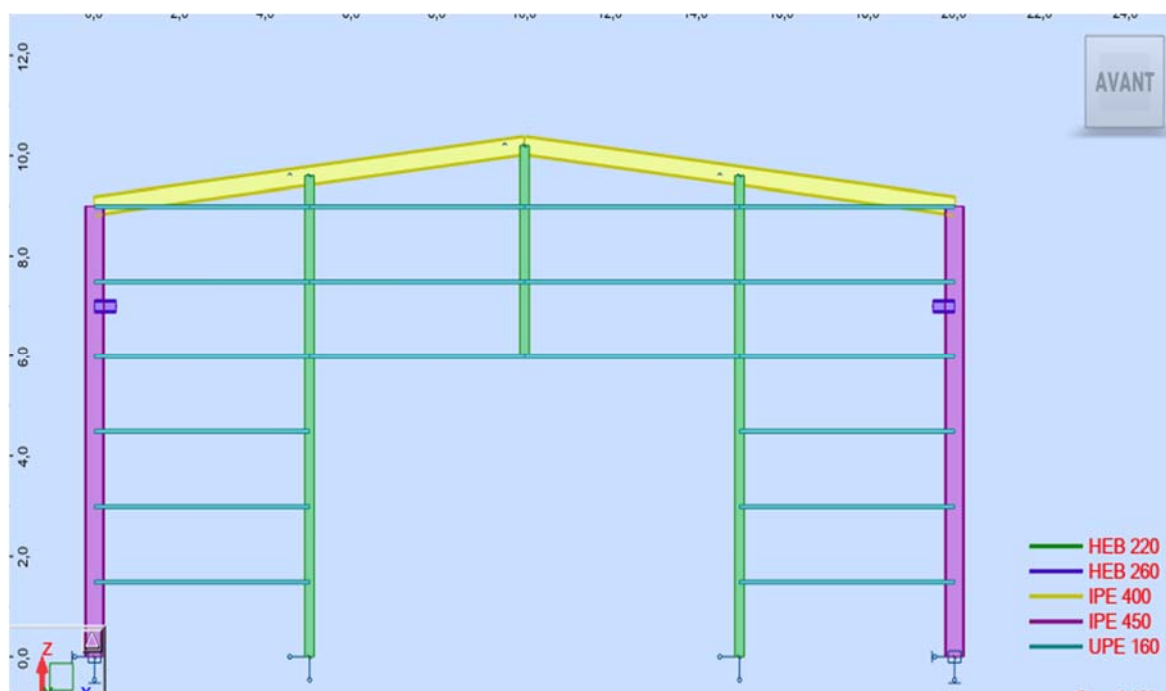


Figure VI.1 : Vue de face du portique.

Pour le calcul du portique, vu que notre hangar possède un ponts roulants chaque position prise par le pont donnera des charges sur les portiques différents. La raison pour laquelle robot propose un cas de charge adapté à ce genre de situation appelé "Charges roulantes".

La procédure est assez simple :

- On va sur chargements => autres charges => roulantes.

- On crée un nouveau chargement où on donnera les distances du convoi ainsi que ses charges.

- On choisit la direction de la charge ainsi que le pas, pour notre cas on a choisi 6m pour que le calcul soit plus au moins rapide et on valide.

- Enfin, la charge roulante sera comme un cas de charge qui rentrera dans les combinaisons puis après calcul on a obtenu les charges citées ci-dessous.

VI.3. Evaluation des charges :

Les actions qui sollicitent le portique sont :

- Action du poids propre
- Action de la neige
- Action du vent de terminé au chapitre selon RNV2013
- Action du pont roulant (Vertical et horizontal)
- L'imperfection géométrique globale

Et l'entre axe de portique est 6m

A. Charge permanente revenant au portique :

- Poids propre de la toiture.
- Poids propre de la paroi.
- Poids propre de la poutre a chemin de roulement

B. Surcharge d'exploitation :

- Surcharge de neige.
- Vent toiture.
- Vent paroi.
- Charge d'entretien
- Capacité de charge du pont

VI.4 Bilan des efforts dans la traverse

Sous la combinaison la plus défavorable donner par logiciel on obtient les efforts suivants

$$M_{y\ sd} = -247,36KN.m$$

$$N_{sd} = 56,86KN$$

$$V_{z\ sd} = 78,91KN$$

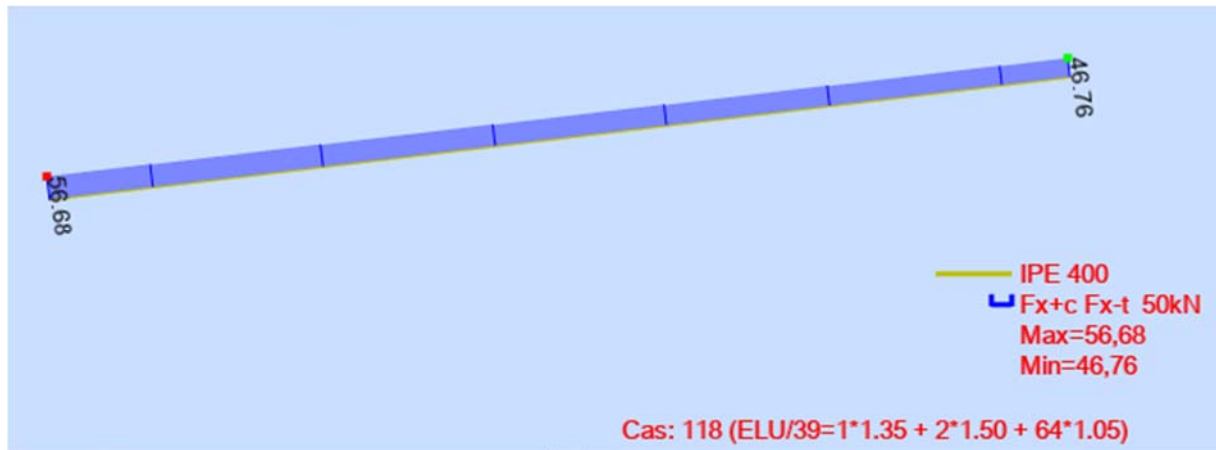


Figure VI.2 Diagramme des effort Normal sollicitant sous COMB118 [Nsd (kN)]

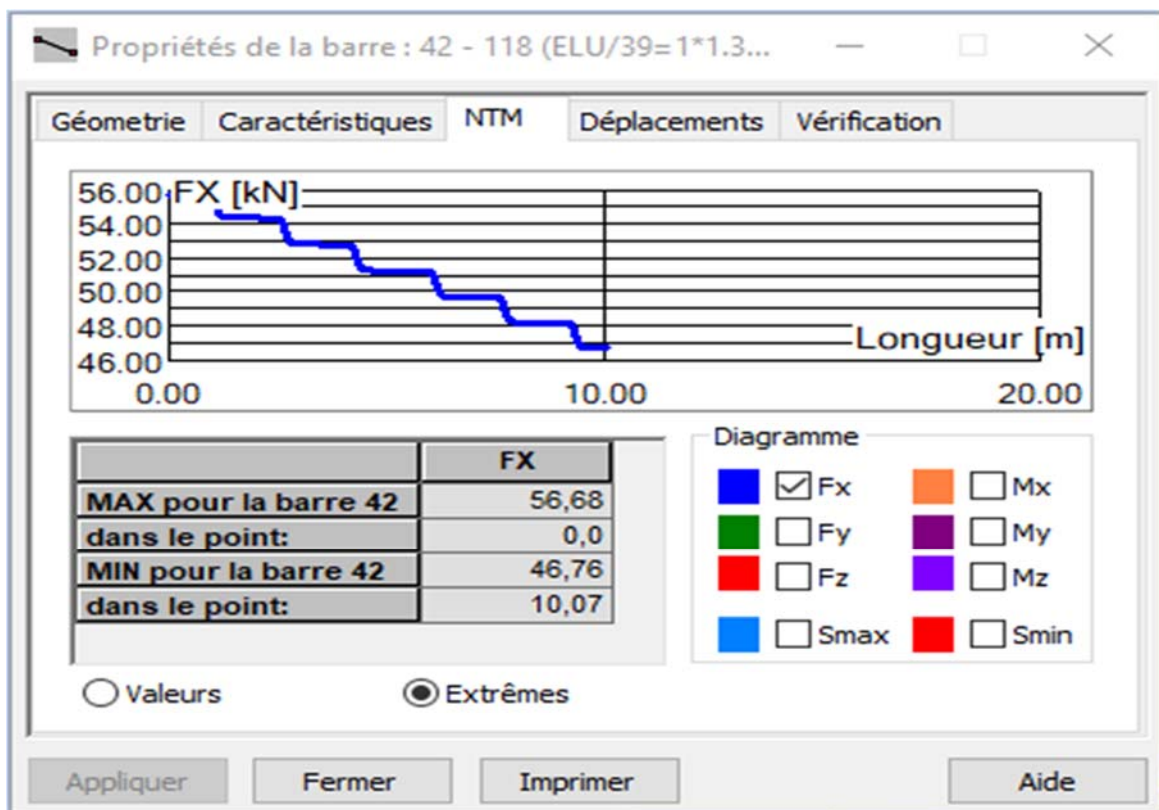
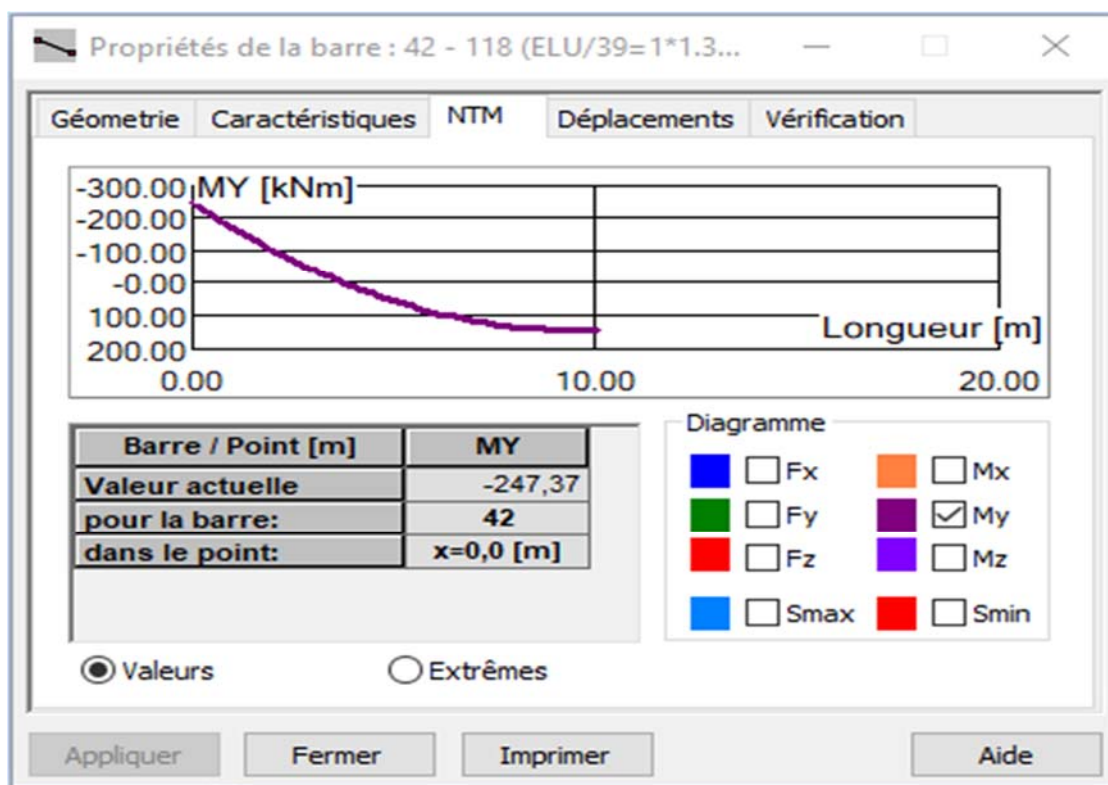




Figure VI.3 Diagramme des moments fléchissant sollicitant sous COMB118 My.sd (kN.m)]



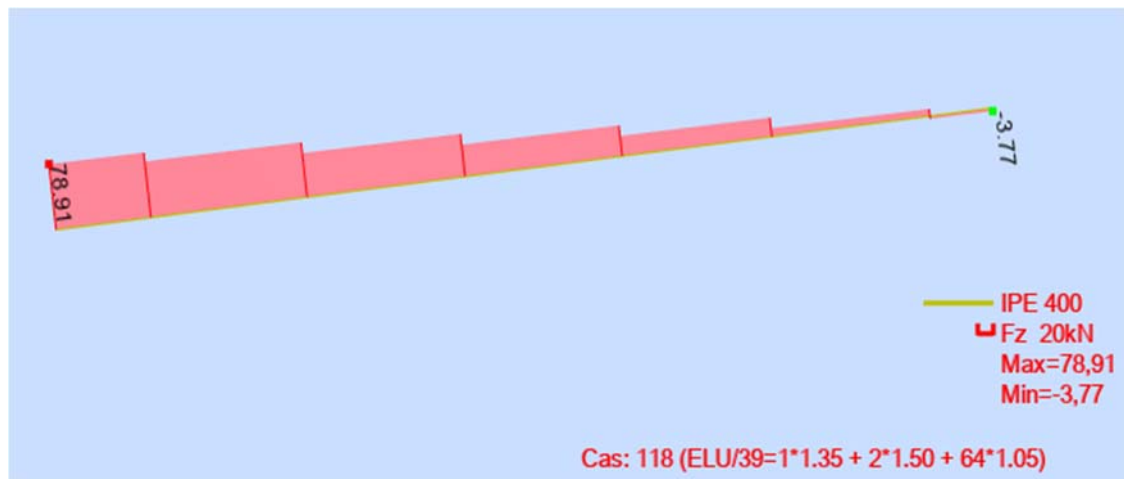
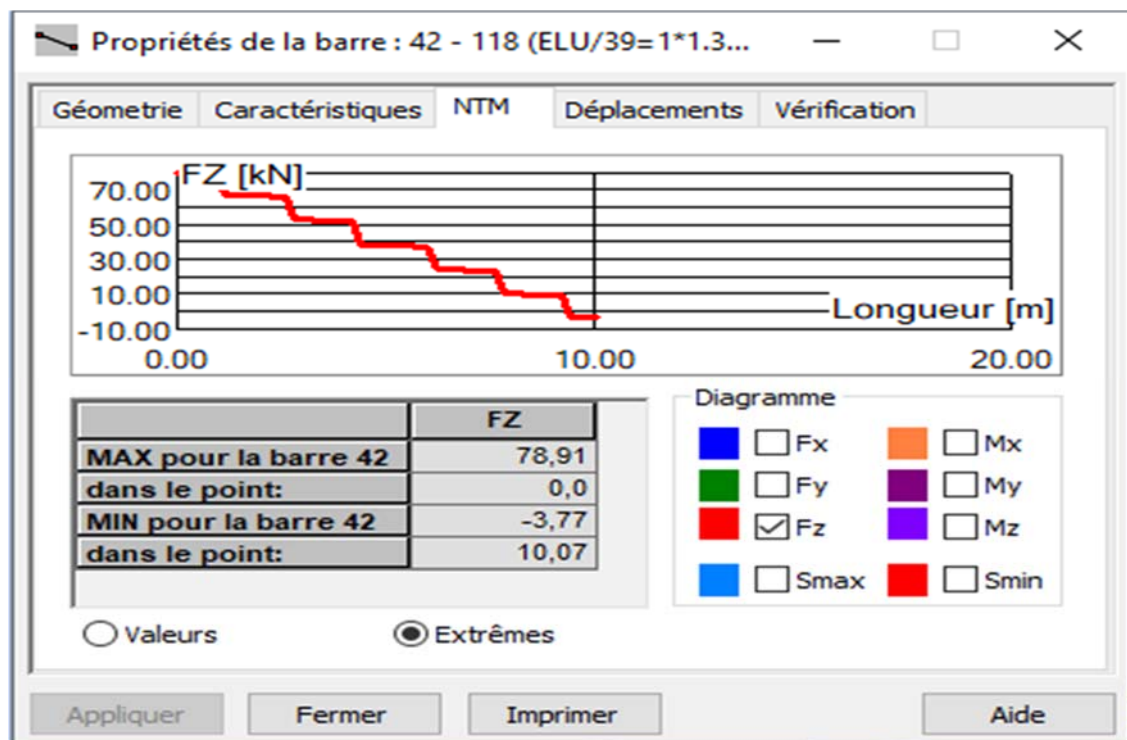


Figure VI.4 Diagramme des efforts tranchants sollicitant sous COMB118 Vz..sd (kN.)



VI.5 Bilan des efforts dans le poteau

$$M_{y\,sd} = -294,90\text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 539,47\text{K}$$

$$V_{z\,sd} = 83,38\text{KN}$$

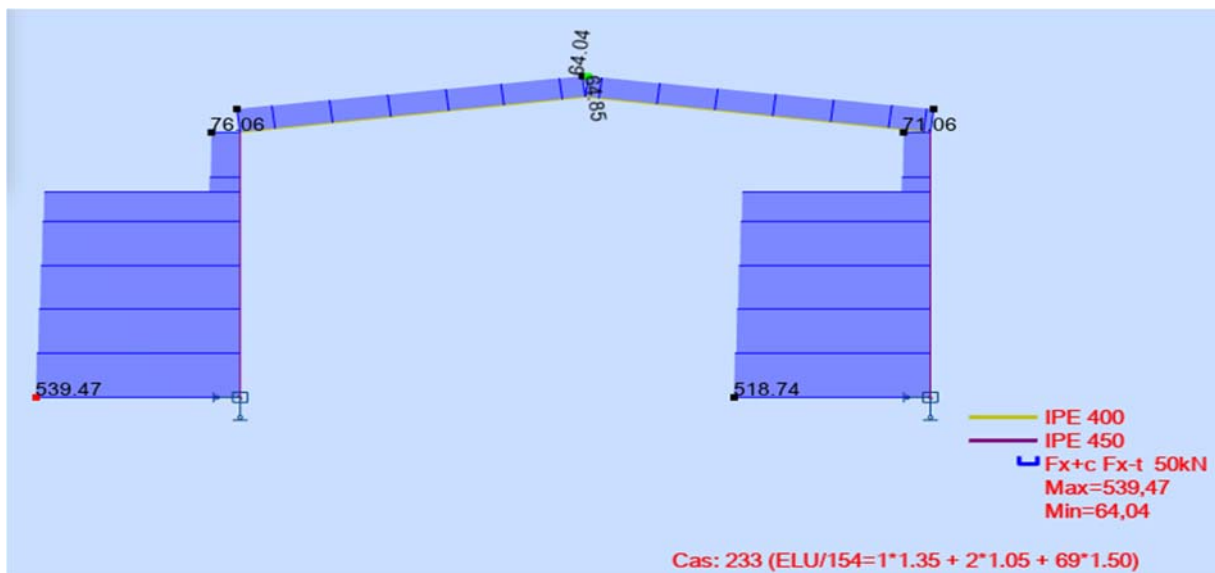
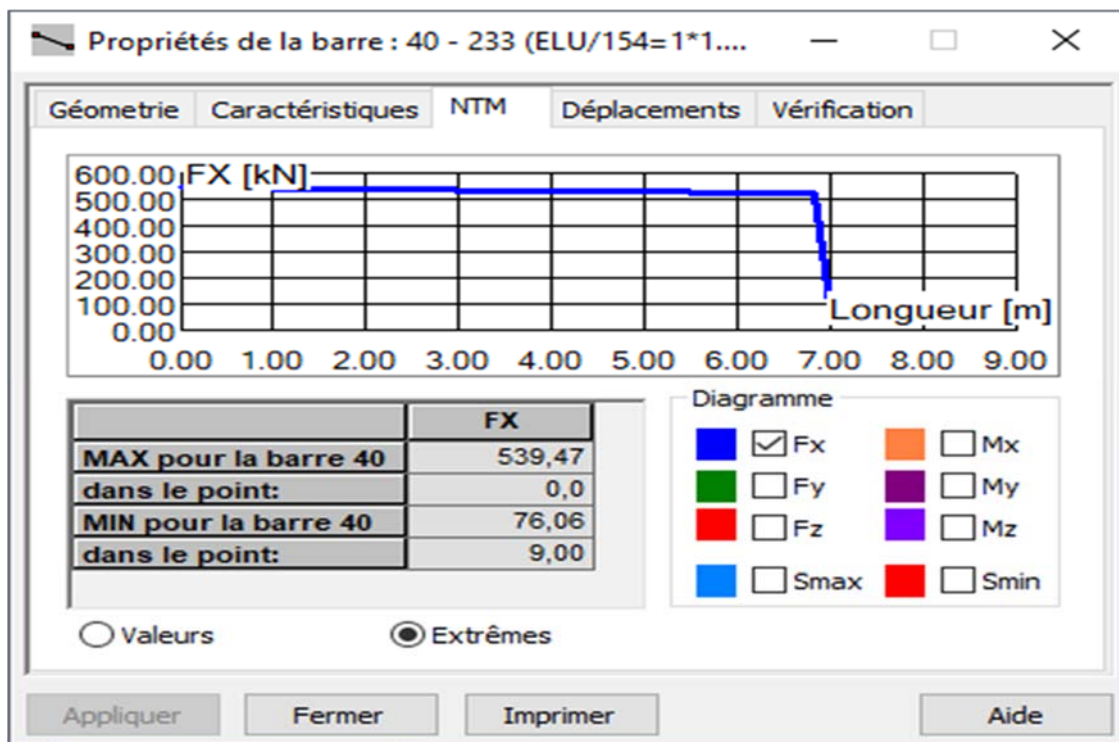


Figure VI.5 Diagramme des effort Normal sollicitant sous COMB233 [Nsd (kN)]



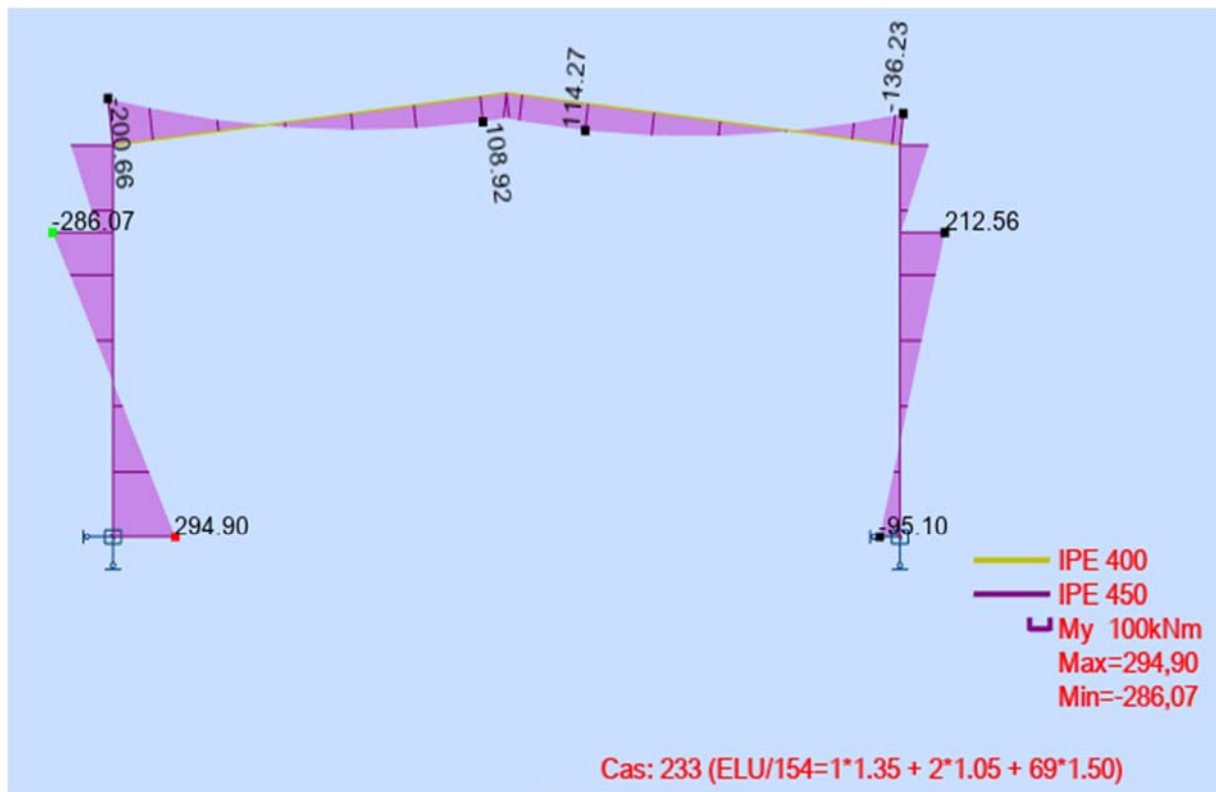
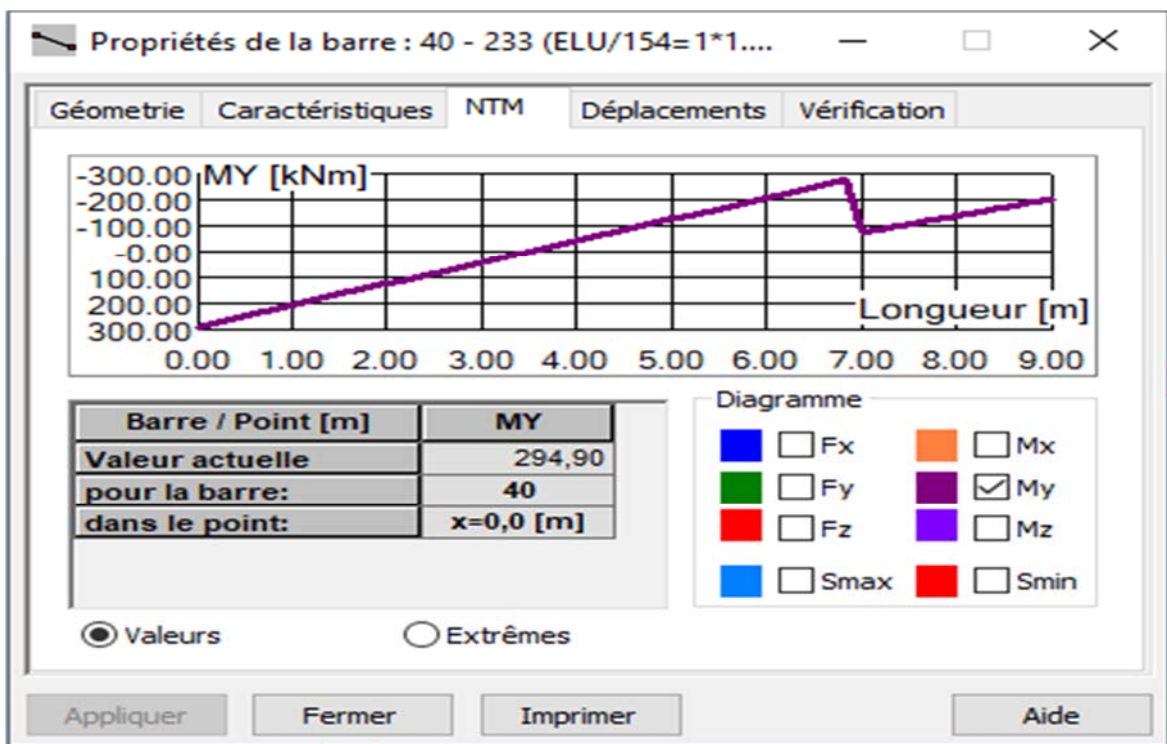


Figure VI.6 Diagramme des moments fléchissant sollicitant sous COMB233 My.sd (kN.m)]



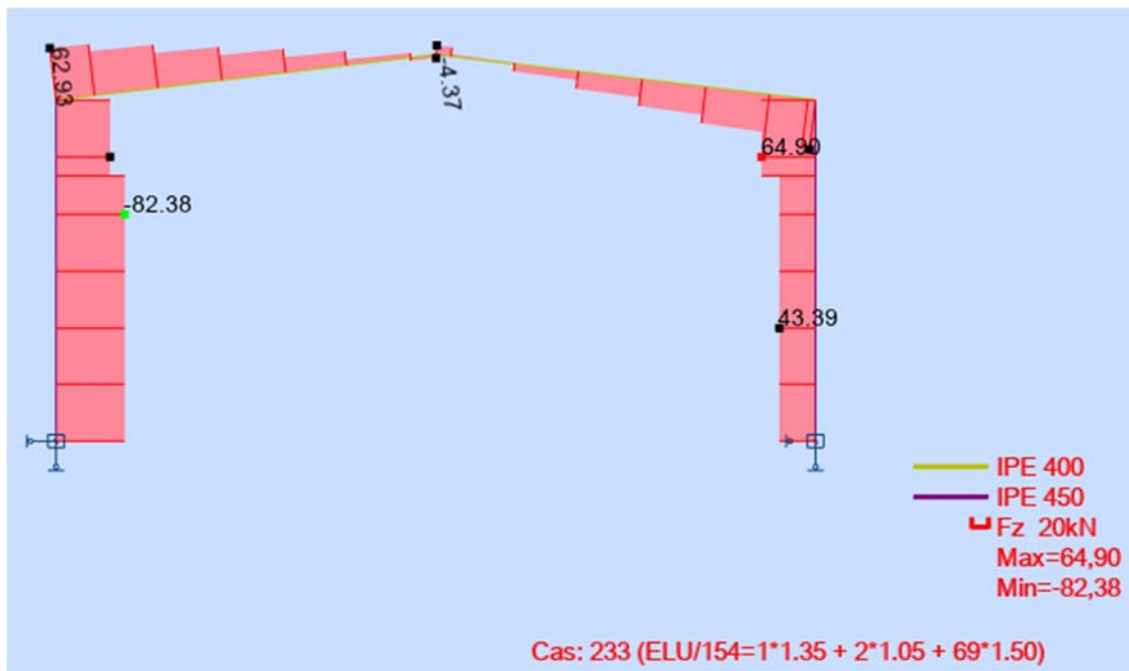
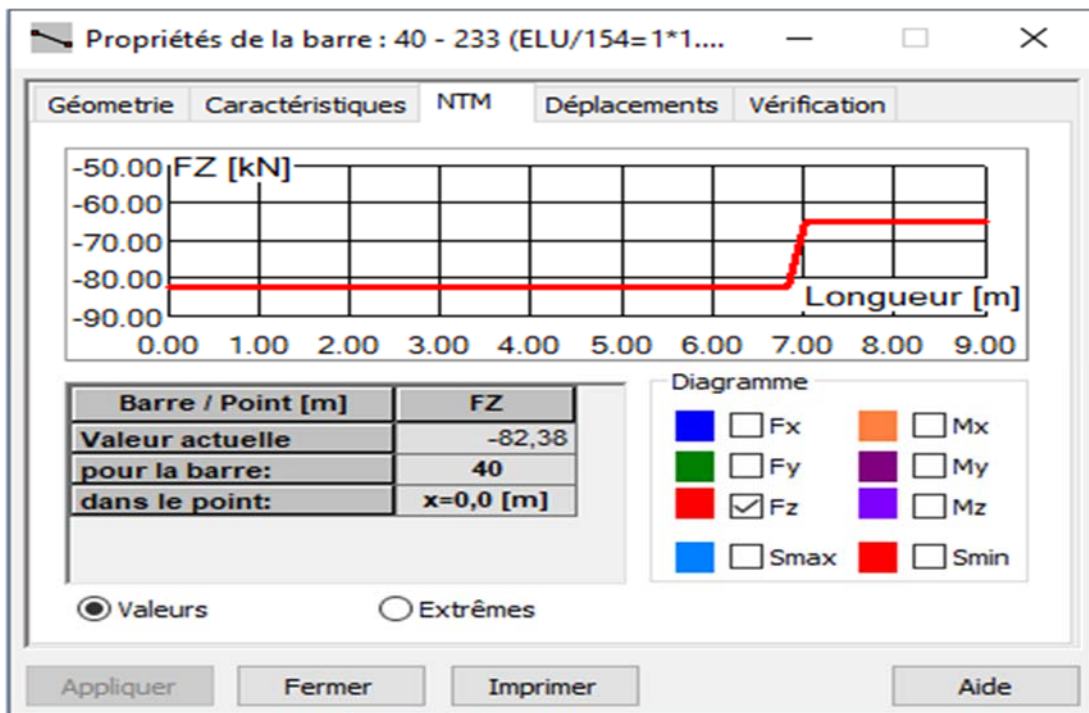


Figure VI.7 Diagramme des efforts tranchants sollicitant sous COMB233 Vz..sd (kN.)



VI.6. Pré dimensionnement de la traverse :

a) Bilan des efforts :

$$M_{y\ sd} = -247,36\text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 56,86\text{KN}$$

$$V_{z\ sd} = 78,91\text{KN}$$

b) Calcul préliminaire :

$$M_{y,sd} \leq M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_o}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{ply,Rd} \times \gamma M_o}{f_y} = \frac{247,36 \times 1,1 \times 10^2}{23,5}$$

$$W_{ply} \geq 1157,85 \text{ cm}^3$$

Soit l'IPE400

Tableau VI.1 : Les caractéristiques géométriques de l'IPE400 (conforme EN 10163.3.2004)

TRAVERSE IPE400								
G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	Avz (mm ²)	Avy (mm ²)
66.3	400	180	331	8.6	13.5	84.5 x10 ²	42.7 x10 ²	41.9 x10 ²
Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	wply (mm ³)	Wplz (mm ³)	iy (mm)	iz (mm)	It (mm ⁴)	Iw (mm ⁶)	(mm)
23130 x10 ⁴	1318 x10 ⁴	1307 x10 ³	229 x10 ³	16.6 x10	3.95 x10	51.1 x10 ⁴	490 x10 ⁹	21

VI.7. Vérification à l'ELU :

VI.7.1. Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{z,sd} = 78,91 \text{ KN} = 78,91 \times 10^2 \text{ daN}$$

$$V_{plz,sd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma M_o \sqrt{3}} = \frac{42,7 \times 2350}{1,1 \sqrt{3}} = 52667,46 \text{ daN}$$

$$V_{plz,sd} = 52667,46 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 7891 \text{ daN} < 52667,46 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.7.2. Vérification à la flexion composée :

$$\text{Si : } N_{sd} < \min \left(0,25 N_{pl,Rd}; \frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma M_o} \right)$$

$$N_{sd} = 56,86 \text{ KN} = 5686 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{84,5 \times 2350}{1,1} = 180522,72 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 180522,72 = 45130,68 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 84,5 - 2(18,0)(1,35) = 35,9$$

$$A_w = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{0,5 \times 35,9 \times 23,5 \times 10^2}{1,1} = 38347,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5686 \text{ daN} < \min(45130,68 ; 38347,72)$$

$$N_{sd} = 5686 \text{ daN} < 38347,72 \text{ daN}$$

VI.7.3. Vérification de l'effort normal :

$$N_{sd} = 5686 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{84,5 \times 2350}{1,1} = 180522,72 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = 180522,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5686 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 180522,72 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.7.4. Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que $M_{y, sd} \leq M_{c, Rd}$

$$M_{y, sd} = -247,36 \text{ KN.m} = 24736 \text{ daN.m}$$

$$M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{1307 \times 2350 \times 10^2}{1,1} = 27922,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = 24736 \text{ daN.m} < M_{c, Rd} = 27922,27 \text{ daN.m} \dots \text{ Condition Vérifiée}$$

La section en IPE400 est vérifiée

VI.7.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by, Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$$

- ✓ Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{Q_y + [Q_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$Q_y = 0,5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{B_w}; (B_w = 1) \quad \text{Car la section est de classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{2350} \right]^{0,5} = 93,3 \quad \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{1007}{16,6} = 60,66 \lambda_y = 60,66$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,66}{93,9} = 0,64 \bar{\lambda}_y = 0,64$$

Courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 \\ tf = 13,5 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{axe de flambement } y - y$$

⇒ Courbe de flambement (a) $\alpha = 0,21$

Tableau (5-5-1) Eurocode 03

$$Q_y = 0,5 [1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,75$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,75 + [0,75^2 - 0,64^2]^{0,5}} = 0,8314$$

- ✓ Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{Q_z + [Q_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$Q_z = 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{B_w}; (B_w = 1) \quad \text{Car la section est de classe 01}$$

$$\text{Et : } \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{I_z}{i_z} = \frac{503}{3,95} = 127,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{127,34}{93,9} = 1,35$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ f_t = 13,5 < 40\text{mm} \end{array} \right. \rightarrow \text{axe de flambement } z - z$$

\Rightarrow Courbe de flambement (b) $\alpha = 0,34$

$$Q_z = 0,5[1 + 0,34(1,35 - 0,2) + 1,35^2]$$

$$Q_z = 1,60$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,60 + [1,60^2 - 1,35^2]^{0,5}} = 0,4067$$

✓ **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,8314; 0,4067)$$

$$\chi_{min} = 0,4067$$

➤ **Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :**

$$k_{yy} = \min \left[c_{my} (1 + [\bar{\lambda}_y - 0,2] \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,Rd}}) ; c_{my} \left[\left(1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{\chi_y N_{ply,Rd}} \right) \right] \right]$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy}$$

c_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

$$\text{Charge uniformément répartie} \Rightarrow c_{my} = 0,95$$

$$k_{yy} = \min \left[0,95 (1 + 0,64 - 0,2) \frac{5686}{0,8314 \times 180522,72} ; 0,95 \left[\left(1 + 0,8 \frac{5686}{0,8314 \times 180522,72} \right) \right] \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,965 ; 0,979]$$

$$k_{yy} = 0,965$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,6 \times 0,965 = 0,579$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y N_{pl,Rd} = 0,8134 \times 180522,72$$

$$N_{by,Rd} = 150086,53 \text{ daN}$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z N_{pl,Rd} = 0,4067 \times 180522,72$$

$$N_{bz,Rd} = 73418,59 \text{ daN}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \times B_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad (\text{Formule 5.48 de l'Eurocode 3})$$

$$B_w = 1; \text{ Section de classe 01}$$

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_2}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_2}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{503/3,95}{1,325^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{503/3,95}{30/13,5} \right)^2 \right]^{0,25}} = 30,84$$

$$\lambda_{LT} = 30,84$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_i} = \frac{30,84}{93,9} = 0,328$$

Le choix des Courbes de déversement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 2 \\ f_t = 13,5 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{axe de flambement } y - y$$

⇒ Courbe de flambement (b) $\alpha = 0,34$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminé à partir de la formule (5.4.9) de l'Eurocode 3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + [Q_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

Avec : $\chi_{LT} < 1$

$$\text{Et : } Q_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

$$Q_z = 0,5[1 + 0,34(0,328 - 0,2) + 0,328^2]$$

$$Q_z = 0,57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,57 + [0,57^2 - 0,328^2]^{0,5}} = 0,965$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0,965 \times 27922,27 = 26944,99 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 26944,99 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan y-y) :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5686}{150086,53} + 0,965 \times \frac{24736}{26944,99} = 0,92 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement (hors plan z-z) :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5686}{131384,43} + 0,979 \times \frac{24736}{26944,99} = 0,57 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profile lamine choisi (IPE400) est vérifiée aux états limite ultimes et de service donc vérifié à la sécurité et convient comme traverse du portique.

VI.8 Vérification des poteaux

Bilan des efforts :

- $N_{sd} = 539.47kN = 53947daN$
- $M_{y sd} = 294.90N.m = 29490daN.m$
- $V_{z sd} = 82.38kN = 8238daN$

Soit IPE 450

Tableau VI.4 : Caractéristique géométrique de IPE 450

POTEAU IPE450								
G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	Avz (mm ²)	Avy (mm ²)
77.6	450	190	378.8	14.6	98.8	84.5 x10 ²	50.9 x10 ²	47.9 x10 ²
Iy (mm ⁴)	Iz (mm ⁴)	wply (mm ³)	Wplz (mm ³)	iy (mm)	iz (mm)	It (mm ⁴)	Iw (mm ⁶)	(mm)
33740 x10 ⁴	1676 x10 ⁴	1702 x10 ³	276 x10 ³	18.7 x10	4.12 x10	66.9 x10 ⁴	791 x10 ⁹	21

VI.8.1 Vérification au flambement par rapport à l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1000}{18.7} = 53.47$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{52.35}{93.9} = 0.55$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 450/190 = 2.36 > 1.2 ;$$

< 40 mm ; axe y - y courbe flambement de "a" → α=0.21.

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.569 - 0.2) + 0.569^2] = 0.70$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.70 + [0.70^2 - 0.569^2]^{0.5}} = 0.9260$$

$$N_{ply,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98,8 \times 2350}{1.1} = 211072.72 \text{ daN.}$$

$$N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{ply,Rd} = 0.9027 \times 211072.72 = 190535.35 \text{ kN.}$$

VI.8.2 Vérification au flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = 4.12 = 36.40 \quad 150 \text{ cm : entre axe des lisses.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{36.40}{93.9} = 0.387$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 450/190 = 2.36.$$

> 1.2 ax de flambement z

- z ; courbe de flambement "b" α=0.34.

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.34(0.387 - 0.2) + 0.387^2] \\ &= 0.606 \end{aligned}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.606 + [0.606^2 - 0.387^2]^{0.5}} = 0.9325$$

$$N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{ply,Rd} = 0.93254 \times 190535.35 = 177674.21 \text{ daN}$$

VI.8.3 Calcul la résistance au déversement

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

L=150cm maintien latéraux entre axe des lisses de bardage

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec} \quad -1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$M_a < M_b$ Moment aux extrémités du tronçon le plus chargée.

$$M_a = \frac{M_b \times 7.5}{9} = \frac{29490 \times 7.5}{9} = 24575 \text{ daN.m}$$

$$\Psi = \frac{24575}{29490} = 0.833$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 < 2.7$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \times 0.833 + 0.52 \times 0.833^2 = 1.076 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/4.12}{1.076^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/4.12}{450/1.46} \right)^2 \right]^{0.25}} = 35$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{35}{93.9} = 0.372$$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.372 - 0.2) + 0.372^2] \\ &= 0.587 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.587 + [0.587^2 - 0.372^2]^{0.5}} = 0.9605$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 36360.90 \text{ daN.}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd} = 0.905 \times 36360.90 = 32906.61 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 32906.61 \text{ daN.m}$$

VI.8.4. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , table B1)

- Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy : le flambement dans plan dû à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression

$$\text{suivante est satisfaite :} \quad \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} < 1.$$

$$- \text{Flambement hors plan z-z : } \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} < 1.$$

➤ Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :

$$k_{yy} = \min \left[c_{my} (1 + [\bar{\lambda}_y - 0,2] \frac{N_{sd}}{x_y N_{ply,Rd}}) ; c_{my} \left[\left(1 + 0,8 \frac{N_{sd}}{x_y N_{ply,Rd}} \right) \right] \right]$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy}$$

$$K_{yy} = \min \left\{ \left[0,6 \left(1 + [0,372 - 0,2] \frac{539,47}{190535,35} \right) \right] ; \left[0,6 \left(1 + 0,8 \frac{539,47}{190535,35} \right) \right] \right\}$$

$$K_{yy} = \min\{0,892 ; 0,601\}$$

$$K_{yy} = 0,601$$

$$K_{zy} = 0,6 K_{yy} = 0,6 \times 0,601$$

$$K_{zy} = 0,36.$$

- Flambement dans le plan y-y :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{53947}{190535,35} + 0,601 \frac{29490}{32906,61} = 0,82 < 1.$$

- Flambement hors plan z-z :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y sd}}{M_{b,rd}} = \frac{53947}{177674,21} + 0,36 \frac{29490}{32906,61} = 0,62 < 1.$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{47,9 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1,1} \times 10^2$$

$$V_{z sd} = 8338 daN < V_{plz,Rd} = 59081,30 daN \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Suite à l'étude réalisée à l'aide des résultats obtenu par logiciel ROBOT on a pu choisir le profil IPE 450 qui satisfait les critères de vérifications du règlement CCM97 et l'Eurocode 3.

Chapitre VII :

Vérification des éléments de la structure avec ROBOT

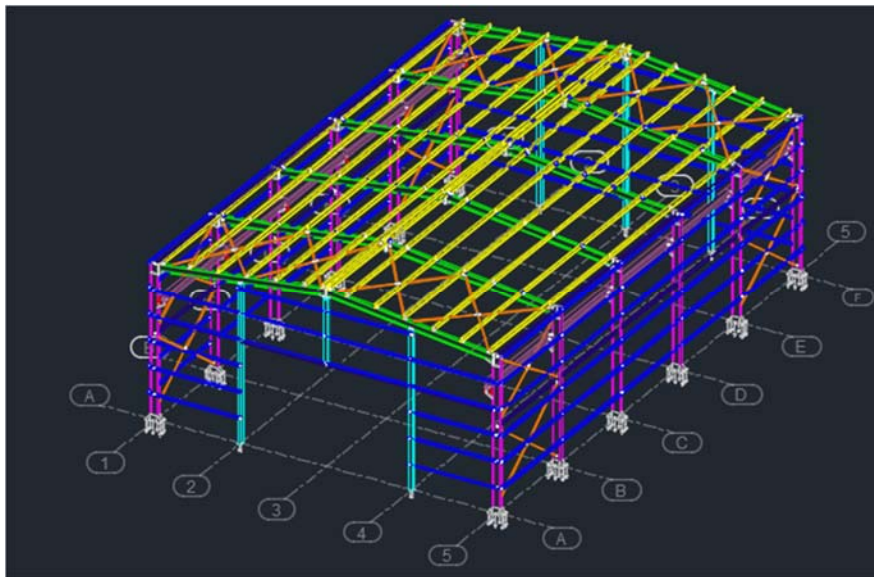
VII.1. INTRODUCTION :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT Structural Analysés.

Professional 2021, les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

VII.2. PANNE :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 118 **PANNE** 118 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $125 \text{ ELU}/46 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 71 \cdot 1.05$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 71 \cdot 1.05$

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

$h = 20.0$ cm $g_{M0} = 1.00$ $g_{M1} = 1.00$

$b = 10.0$ cm $A_y = 19.58$ cm² $A_z = 14.00$ cm² $A_x = 28.48$ cm²

$t_w = 0.6$ cm $I_y = 1943.17$ cm⁴ $I_z = 142.37$ cm⁴ $I_x = 6.46$ cm⁴

$t_f=0.9 \text{ cm}$ $W_{ply}=220.66 \text{ cm}^3$ $W_{plz}=44.61 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.27 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 9.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 1.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{c,Rd} = 669.38 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = 9.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 1.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{b,Rd} = 669.38 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 51.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 10.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$MN_{,y,Rd} = 51.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $MN_{,z,Rd} = 10.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$Mb,Rd = 30.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 38.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.54$

$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.16$ $\eta_{i,LT} = 1.29$ $X_{LT,mod} = 0.59$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$k_{yy} = 1.00$ $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/Mb,Rd = 0.32 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.43 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 1.0101 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 328 ELS:CAR/31=1*1.00 + 2*1.00 + 56*0.70 (1+2)*1.00+56*0.70

$u_z = 0.6167 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 327 ELS:CAR/30=1*1.00 + 2*1.00 + 55*0.70 (1+2)*1.00+55*0.70

$u_{inst,y} = 0.6839 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*2 + 0.7*61

$u_{inst,z} = 0.4176 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm}$ Vérifié

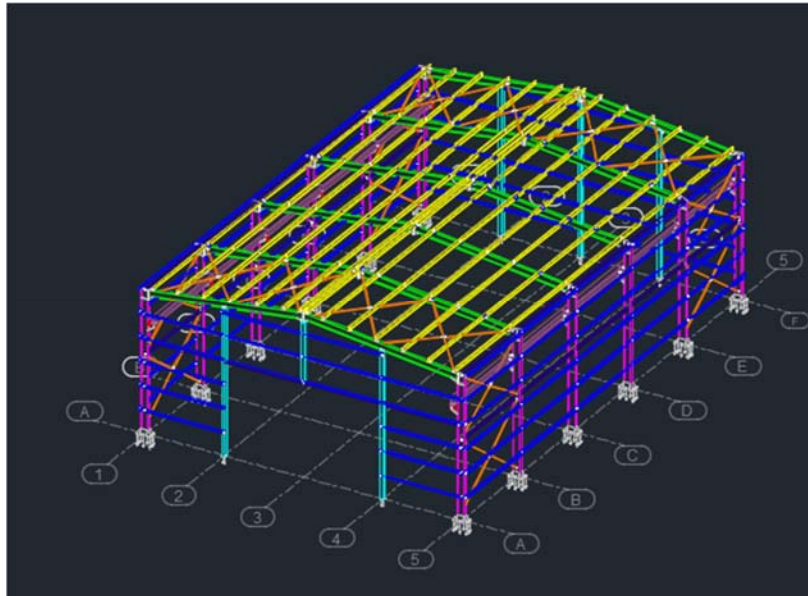
Cas de charge décisif: 1*2 + 0.7*55



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.3. LISSE :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 LESSE

PIECE: 109 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 119 ELU/40=1*1.35 + 2*1.50 + 65*1.05 1*1.35+2*1.50+65*1.05

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPE 160

$h=16.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=7.0$ cm $Ay=15.27$ cm² $Az=10.06$ cm² $Ax=21.70$ cm²
 $tw=0.5$ cm $Iy=911.00$ cm⁴ $Iz=107.00$ cm⁴ $Ix=5.20$ cm⁴
 $tf=0.9$ cm $Wply=132.00$ cm³ $Wplz=40.70$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -50.60$ kN $Mz,Ed = 4.29$ kN*m
 $Nt,Rd = 509.95$ kN $Mz,pl,Rd = 9.56$ kN*m
 $Mz,c,Rd = 9.56$ kN*m
 $MN,z,Rd = 9.47$ kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

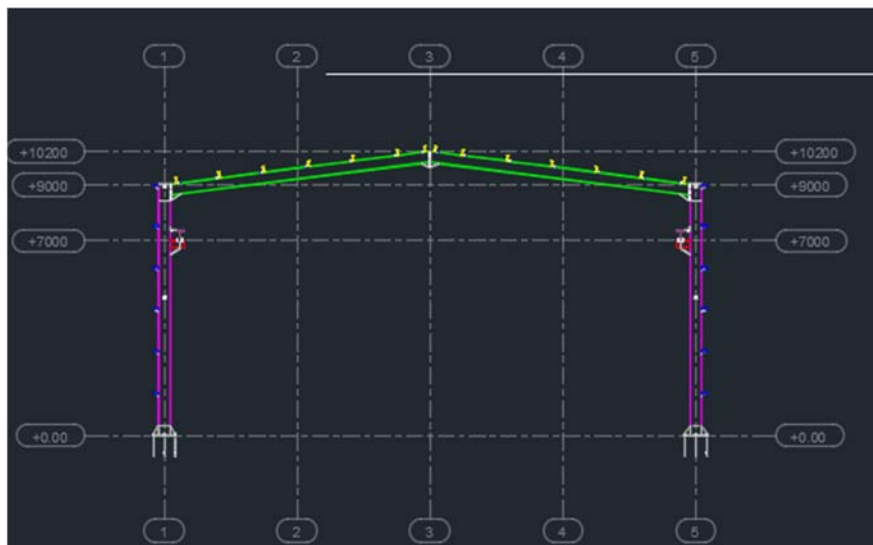
FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

Profil correct !!!

VII.4. POUTRE DE ROULEMENT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 221 Poutre Roulment_221 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** $x = 0.33 L = 2.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 219 ELU/140=1*1.35 + 2*1.05 + 55*1.50 1*1.35+2*1.05+55*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 340**

$h=37.7$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=30.9$ cm $A_y=264.80$ cm² $A_z=98.63$ cm² $A_x=315.83$ cm²

$t_w=2.1$ cm $I_y=76371.70$ cm⁴ $I_z=19710.70$ cm⁴ $I_x=1763.00$ cm⁴

$t_f=4.0$ cm $W_{ply}=4717.72$ cm³ $W_{plz}=1952.73$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 37.03$ kN $M_{y,Ed} = 345.23$ kN*m $M_{z,Ed} = 36.95$ kN*m $V_{y,Ed} = 4.24$ kN

$N_{c,Rd} = 7421.96$ kN $M_{y,Ed,max} = 345.23$ kN*m $M_{z,Ed,max} = 36.95$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 3577.51$ kN

$N_{b,Rd} = 7421.96$ kN $M_{y,c,Rd} = 1108.66$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 458.89$ kN*m $V_{z,Ed} = -89.57$ kN

$MN_{y,Rd} = 1108.66$ kN*m $MN_{z,Rd} = 458.89$ kN*m $V_{z,T,Rd} = 1335.19$ kN

$M_{b,Rd} = 1108.66$ kN*m $T_{t,Ed} = -0.63$ kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 7778.87$ kN*m Courbe,LT - $X_{LT} = 0.96$

$L_{cr,upp}=6.00$ m $Lam_{LT} = 0.38$ $f_{i,LT} = 0.59$ $X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$k_{yy} = 1.00$

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.2102 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 382 \text{ ELS: CAR/85} = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 55 \cdot 1.00 \quad (1+55) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70$$

$$u_z = 0.4049 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 382 \text{ ELS: CAR/85} = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 55 \cdot 1.00 \quad (1+55) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70$$

$$u_{inst,y} = 0.1981 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 0.7 \cdot 2 + 1 \cdot 55$$

$$u_{inst,z} = 0.3855 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 0.7 \cdot 2 + 1 \cdot 55$$

**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé****Profil correct !!!****VII.5. SUPPORT :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 13 **SUPPORT_13** **POINT:** 1 **COORDONNEE:** $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 221 ELU/142=1*1.35 + 2*1.05 + 57*1.50 1*1.35+2*1.05+57*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 260

$h=26.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$b=26.0$ cm $A_y=100.74$ cm² $A_z=37.59$ cm² $A_x=118.44$ cm²

$tw=1.0$ cm $I_y=14919.40$ cm⁴ $I_z=5134.52$ cm⁴ $I_x=125.00$ cm⁴

$tf=1.8$ cm $W_{ply}=1283.00$ cm³ $W_{plz}=602.26$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -49.84$ kN $M_{y,Ed} = -224.11$ kN*m $M_{z,Ed} = 0.32$ kN*m $V_{y,Ed} = 10.53$ kN

$N_{t,Rd} = 2783.43$ kN $M_{y,pl,Rd} = 301.50$ kN*m $M_{z,pl,Rd} = 141.53$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 1365.82$

kN

$M_{y,c,Rd} = 301.50$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 141.53$ kN*m $V_{z,Ed} = 451.74$ kN

$M_{y,V,Rd} = 283.78$ kN*m $M_{N,z,Rd} = 141.53$ kN*m $V_{z,T,Rd} = 509.84$ kN

$M_{b,Rd} = 301.50$ kN*m $T_{t,Ed} = 0.02$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 45844.42$ kN*m Courbe,LT - $X_{LT} = 1.00$

$L_{cr,low} = 1.00$ m $L_{am_LT} = 0.08$ $f_{i,LT} = 0.46$ $X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.79 < 1.00$ (6.2.8)

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.74 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_z = 0.0076 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.2500 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 384 ELS: CAR/87=1*1.00 + 2*0.70 + 57*1.00 (1+57)*1.00+2*0.70

$$u_{\text{inst},z} = 0.0072 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/200.00 = 0.2500 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

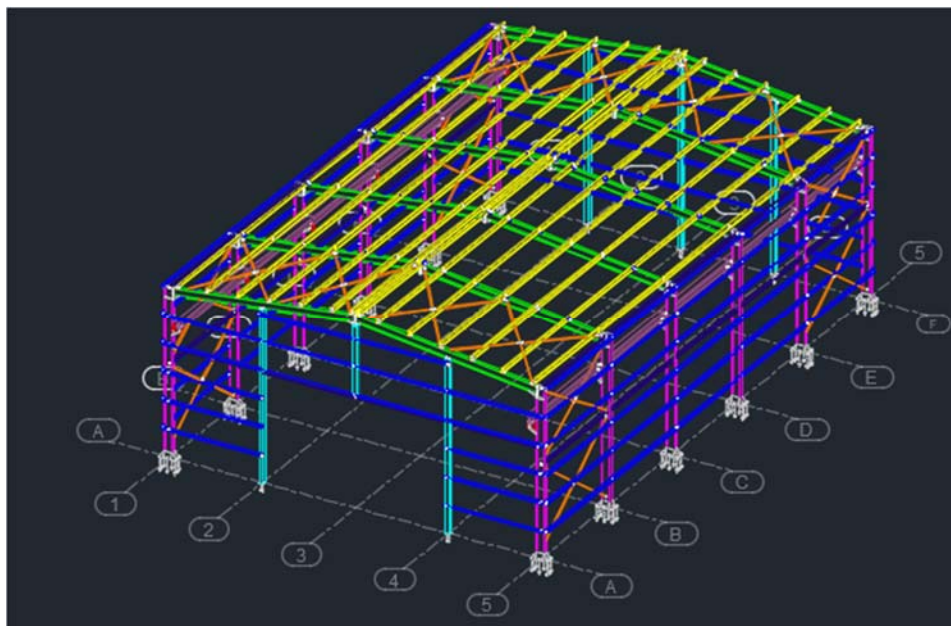
Cas de charge décisif: 0.7*2 + 1*57



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.6. CONTREVENTEMENT :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 262 CVT_262 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 271 ELU/192=1*1.00 + 2*1.05 + 53*1.50 1*1.00+2*1.05+53*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAEP 45x5

h=4.5 cm $g_{M0}=1.00$ $g_{M1}=1.00$

b=4.5 cm $A_y=2.25$ cm² $A_z=2.25$ cm² $A_x=4.27$ cm²

tw=0.5 cm $I_y=12.42$ cm⁴ $I_z=3.26$ cm⁴ $I_x=0.35$ cm⁴

tf=0.5 cm $W_{ely}=3.91$ cm³ $W_{elz}=1.80$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.49$ kN

$N_{c,Rd} = 117.38$ kN

$N_{b,Rd} = 1.16$ kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 7.50$ m $\lambda_{m,y} = 5.06$ $L_z = 7.50$ m $\lambda_{m,z} = 9.89$

$L_{cr,y} = 7.50$ m $X_y = 0.04$ $L_{cr,z} = 7.50$ m $X_z = 0.01$

$\lambda_{m,y} = 439.67$ $\lambda_{m,z} = 858.18$

flambement par torsion: flambement en flexion-torsion

Courbe,T=b $\alpha_{,T}=0.34$ Courbe,TF=b $\alpha_{,TF}=0.34$

$L_t=7.50$ m $f_{i,T}=0.67$ $N_{cr,y}=4.58$ kN $f_{i,TF}=14.18$

$N_{cr,T}=483.59$ kN $X_{,T}=0.89$ $N_{cr,TF}=4.57$ kN $X_{,TF}=0.04$

$\lambda_{m,T}=0.49$ $N_{b,T,Rd}=104.17$ kN $\lambda_{m,TF}=5.07$ $N_{b,TF,Rd}=4.28$ kN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 439.67 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 858.18 > \lambda_{max} = 210.00$$

INSTABLE

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

Profil correct !!!

VII.7. POTELET :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 5 Potlet_5 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** $x = 0.31 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $217 \text{ ELU}/138 = 1*1.35 + 2*1.05 + 53*1.50 \quad 1*1.35 + 2*1.05 + 53*1.50$

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 220

$$h=22.0 \text{ cm} \quad gM0=1.00 \quad gM1=1.00$$

$$b=22.0 \text{ cm} \quad A_y=76.60 \text{ cm}^2 \quad A_z=27.92 \text{ cm}^2 \quad A_x=91.04 \text{ cm}^2$$

$$t_w=0.9 \text{ cm} \quad I_y=8090.97 \text{ cm}^4 \quad I_z=2843.27 \text{ cm}^4 \quad I_x=81.80 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.6 \text{ cm} \quad W_{ply}=827.09 \text{ cm}^3 \quad W_{plz}=393.89 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 4.69 \text{ kN} \quad M_{y,Ed} = 0.57 \text{ kN*m} \quad M_{z,Ed} = 0.77 \text{ kN*m} \quad V_{y,Ed} = -0.69 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 2139.47 \text{ kN} \quad M_{y,Ed,max} = 0.73 \text{ kN*m} \quad M_{z,Ed,max} = 0.77 \text{ kN*m} \quad V_{y,T,Rd} = 1024.74 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1165.23 \text{ kN} \quad M_{y,c,Rd} = 194.37 \text{ kN*m} \quad M_{z,c,Rd} = 92.56 \text{ kN*m} \quad V_{z,Ed} = 0.35 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 194.37 \text{ kN*m} \quad M_{N,z,Rd} = 92.56 \text{ kN*m} \quad V_{z,T,Rd} = 375.68 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = 0.24 \text{ kN*m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$L_y = 9.60 \text{ m} \quad \text{Lam}_y = 1.08 \quad L_z = 1.50 \text{ m} \quad \text{Lam}_z = 0.04$$

$$L_{cr,y} = 9.60 \text{ m} \quad X_y = 0.54 \quad L_{cr,z} = 0.23 \text{ m} \quad X_z = 1.00$$

$$\text{Lamy} = 101.83 \quad k_{zy} = 0.41 \quad \text{Lamz} = 4.19 \quad k_{zz} = 0.72$$

flambement par torsion: flambement en flexion-torsion

$$\text{Courbe, T=c} \quad \alpha_{T,c} = 0.49 \quad \text{Courbe, TF=c} \quad \alpha_{TF,c} = 0.49$$

$$L_t = 1.50 \text{ m} \quad f_{i,T} = 0.56 \quad N_{cr,y} = 1819.61 \text{ kN} \quad f_{i,TF} = 1.30$$

$$N_{cr,T} = 28189.51 \text{ kN} \quad X_{T,c} = 0.96 \quad N_{cr,TF} = 1819.61 \text{ kN} \quad X_{TF,c} = 0.49$$

$$\text{Lam}_T = 0.28 \quad N_{b,T,Rd} = 2057.37 \text{ kN} \quad \text{Lam}_{TF} = 1.08 \quad N_{b,TF,Rd} = 1053.99 \text{ kN}$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{y}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{z}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 101.83 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 4.19 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{TF} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.0000 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.4000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 298 ELS: CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 19/1*0.70 (1+2)*1.00

$$v_y = 0.0000 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.4000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 298 ELS: CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 19/1*0.70 (1+2)*1.00

Profil correct !!!

VII.8. TRAVERSE :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 42 Traverse intermédiaire_42 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 118 ELU/39=1*1.35 + 2*1.50 + 64*1.05 1*1.35+2*1.50+64*1.05

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm $g_{M0}=1.00$ $g_{M1}=1.00$

b=18.0 cm $A_y=56.00$ cm² $A_z=42.69$ cm² $A_x=84.46$ cm²

tw=0.9 cm $I_y=23128.40$ cm⁴ $I_z=1317.82$ cm⁴ $I_x=46.80$ cm⁴

tf=1.4 cm $W_{ply}=1307.26$ cm³ $W_{plz}=229.01$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 56.68$ kN $M_{y,Ed} = -247.37$ kN*m $M_{z,Ed} = 0.64$ kN*m $V_{y,Ed} = 0.30$ kN

$N_{c,Rd} = 1984.89$ kN $M_{y,Ed,max} = -247.37$ kN*m $M_{z,Ed,max} = 0.64$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 754.98$ kN

$N_{b,Rd} = 1728.45$ kN $M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m $V_{z,Ed} = 78.91$ kN

$MN_{y,Rd} = 307.21$ kN*m $MN_{z,Rd} = 53.82$ kN*m $V_{z,T,Rd} = 576.95$ kN

$M_{b,Rd} = 307.21$ kN*m $T_{t,Ed} = -0.07$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 $M_{cr} = 6066.04$ kN*m Courbe,LT - $X_{LT} = 1.00$

$L_{cr,low} = 1.02$ m $\lambda_{m,LT} = 0.23$ $f_{i,LT} = 0.52$ $X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 10.07$ m $\lambda_{m,y} = 0.65$ $L_z = 10.07$ m $\lambda_{m,z} = 0.27$

$L_{cr,y} = 10.07$ m $X_y = 0.87$ $L_{cr,z} = 1.02$ m $X_z = 0.97$

$\lambda_{m,y} = 60.86$ $k_{yy} = 0.67$ $\lambda_{m,z} = 25.82$ $k_{yz} = 0.61$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.81 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 60.86 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 25.82 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0745 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.0359 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 390 ELS: CAR/93=1*1.00 + 2*0.70 + 63*1.00 (1+63)*1.00+2*0.70

$$u_z = 1.0579 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.0359 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 351 ELS: CAR/54=1*1.00 + 2*1.00 + 79*0.70 (1+2)*1.00+79*0.70

$$u_{inst,y} = 0.0628 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.0359 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 0.7*2 + 1*63

$$u_{inst,z} = 0.6307 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.0359 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2 + 0.7*79



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VII.9. POTEAU :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 40 Poteaux intermédiaire_40 **POINT:** 2 **COORDONNEE:** x = 0.79 L = 7.08 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 233 ELU/154=1*1.35 + 2*1.05 + 69*1.50 1*1.35+2*1.05+69*1.50

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450** $h=45.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$ $b=19.0$ cm $A_y=63.21$ cm² $A_z=50.85$ cm² $A_x=98.82$ cm² $tw=0.9$ cm $I_y=33742.90$ cm⁴ $I_z=1675.86$ cm⁴ $I_x=63.80$ cm⁴ $tf=1.5$ cm $W_{ply}=1701.92$ cm³ $W_{plz}=276.39$ cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:** $N_{,Ed} = 81.30$ kN $M_{y,Ed} = -73.77$ kN*m $M_{z,Ed} = 5.98$ kN*m $V_{y,Ed} = 3.75$ kN $N_{c,Rd} = 2717.57$ kN $M_{y,Ed,max} = -286.07$ kN*m $M_{z,Ed,max} = 6.29$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 988.55$ kN $N_{b,Rd} = 2717.57$ kN $M_{y,c,Rd} = 468.03$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 76.01$ kN*m $V_{z,Ed} = -64.90$ kN $MN_{y,Rd} = 468.03$ kN*m $MN_{z,Rd} = 76.01$ kN*m $V_{z,T,Rd} = 799.47$ kN $T_{t,Ed} = -0.26$ kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

 $L_y = 4.50$ m $L_{am_y} = 0.06$ $L_z = 1.50$ m $L_{am_z} = 0.07$ $L_{cr,y} = 1.00$ m $X_y = 1.00$ $L_{cr,z} = 0.25$ m $X_z = 1.00$ $L_{amy} = 5.41$ $k_{yy} = 0.93$ $L_{amz} = 6.07$ $k_{yz} = 0.64$

flambement par torsion: flambement en flexion-torsion

Courbe,T=b $\alpha_{T,b} = 0.34$ Courbe,TF=b $\alpha_{T,b} = 0.34$ $L_t = 1.50$ m $\eta_{T,b} = 0.59$ $N_{cr,y} = 699361.06$ kN $\eta_{T,b} = 0.59$ $N_{cr,T} = 21850.71$ kN $X_{T,b} = 0.94$ $N_{cr,TF} = 21850.71$ kN $X_{T,b} = 0.94$ $L_{am_T} = 0.35$ $N_{b,T,Rd} = 2566.62$ kN $L_{am_TF} = 0.35$ $N_{b,TF,Rd} = 2566.62$ kN**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:** $N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1)) $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(2)) $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(6)) $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7) $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)

$$\text{Tau}, \text{ty}, \text{Ed} / (\text{fy} / (\sqrt{3}) * \text{gM0}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}, \text{tz}, \text{Ed} / (\text{fy} / (\sqrt{3}) * \text{gM0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}, \text{y} = 5.41 < \text{Lambda}, \text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}, \text{z} = 6.07 < \text{Lambda}, \text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$\text{N}, \text{Ed} / \text{Min}(\text{Nb}, \text{Rd}, \text{Nb}, \text{T}, \text{Rd}, \text{Nb}, \text{TF}, \text{Rd}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$\text{N}, \text{Ed} / (\text{Xy} * \text{N}, \text{Rk} / \text{gM1}) + \text{kyy} * \text{My}, \text{Ed}, \text{max} / (\text{XLT} * \text{My}, \text{Rk} / \text{gM1}) + \text{kzy} * \text{Mz}, \text{Ed}, \text{max} / (\text{Mz}, \text{Rk} / \text{gM1}) = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$\text{N}, \text{Ed} / (\text{X}, \text{T} * \text{N}, \text{Rk} / \text{gM1}) + \text{kzy} * \text{My}, \text{Ed}, \text{max} / (\text{XLT} * \text{My}, \text{Rk} / \text{gM1}) + \text{kzz} * \text{Mz}, \text{Ed}, \text{max} / (\text{Mz}, \text{Rk} / \text{gM1}) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.4104 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 4.5000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 392 \text{ ELS: CAR/95} = 1 * 1.00 + 2 * 0.70 + 65 * 1.00 \quad (1+65) * 1.00 + 2 * 0.70$$

$$u_z = 0.7846 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 4.5000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 341 \text{ ELS: CAR/44} = 1 * 1.00 + 2 * 1.00 + 69 * 0.70 \quad (1+2) * 1.00 + 69 * 0.70$$

$$u_{\text{inst}, y} = 0.4123 \text{ cm} < u_{\text{inst}, \text{max}, y} = L/200.00 = 4.5000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 0.7 * 2 + 1 * 65$$

$$u_{\text{inst}, z} = 0.5268 \text{ cm} < u_{\text{inst}, \text{max}, z} = L/200.00 = 4.5000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 * 2 + 0.7 * 69$$



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 2.2545 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 395 \text{ ELS: CAR/98} = 1 * 1.00 + 2 * 0.70 + 68 * 1.00 \quad (1+68) * 1.00 + 2 * 0.70$$

$$v_y = 0.1651 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.0000 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 400 \text{ ELS: CAR/103} = 1 * 1.00 + 2 * 0.70 + 73 * 1.00 \quad (1+73) * 1.00 + 2 * 0.70$$

Profil correct !!!

VII.10. CONCLUSION :

Le dimensionnement des structures est présenté d'une façon simple didactique lors de la modélisation des éléments de notre structure qui nous a permis d'avoir une version globale des résultats obtenus.

Chapitre VIII :

Calcul des Assemblages

VIII.1 Introduction

Les assemblages jouent un rôle fondamental dans la cohésion des structures, en assurant la liaison entre les différents éléments tout en garantissant la continuité et le transfert des efforts mécaniques.

Ils participent activement à la répartition des sollicitations, lesquelles figurent souvent parmi les plus importantes de l'ouvrage.

Ces éléments, indispensables à l'intégrité structurelle, doivent être conçus et dimensionnés avec une rigueur au moins équivalente, sinon supérieure, à celle appliquée aux éléments porteurs eux-mêmes.

VIII.2 Fonction des assemblages :

Dans le domaine de la construction métallique, les structures sont constituées d'éléments distincts qu'il convient d'assembler pour former un ensemble cohérent et stable. Ces assemblages peuvent être réalisés selon deux configurations principales :

- **Assemblage bout à bout** : par éclissage ou aboutement de pièces dans le prolongement l'une de l'autre ;
- **Assemblage de type concourant** : au niveau des points de jonction d'éléments convergents, comme dans les liaisons poutre-poteau, les treillis ou les structures réticulées.

Pour une modélisation fidèle aux principes de la résistance des matériaux, il est essentiel de distinguer deux catégories majeures d'assemblages.

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts normaux (traction/compression) et les efforts tranchants, sans reprise de moments.

- **Les assemblages rigides** : capables de reprendre également les moments fléchissant, jouant ainsi un rôle déterminant dans la stabilité globale et la redistribution des efforts au sein de la structure.

VIII.3 Calcul des assemblages :

VIII-3-1 Assemblage manuelle :

VIII-3-1-1 Assemblage Poteau Traverse : (IPE 450 – IPE 400)

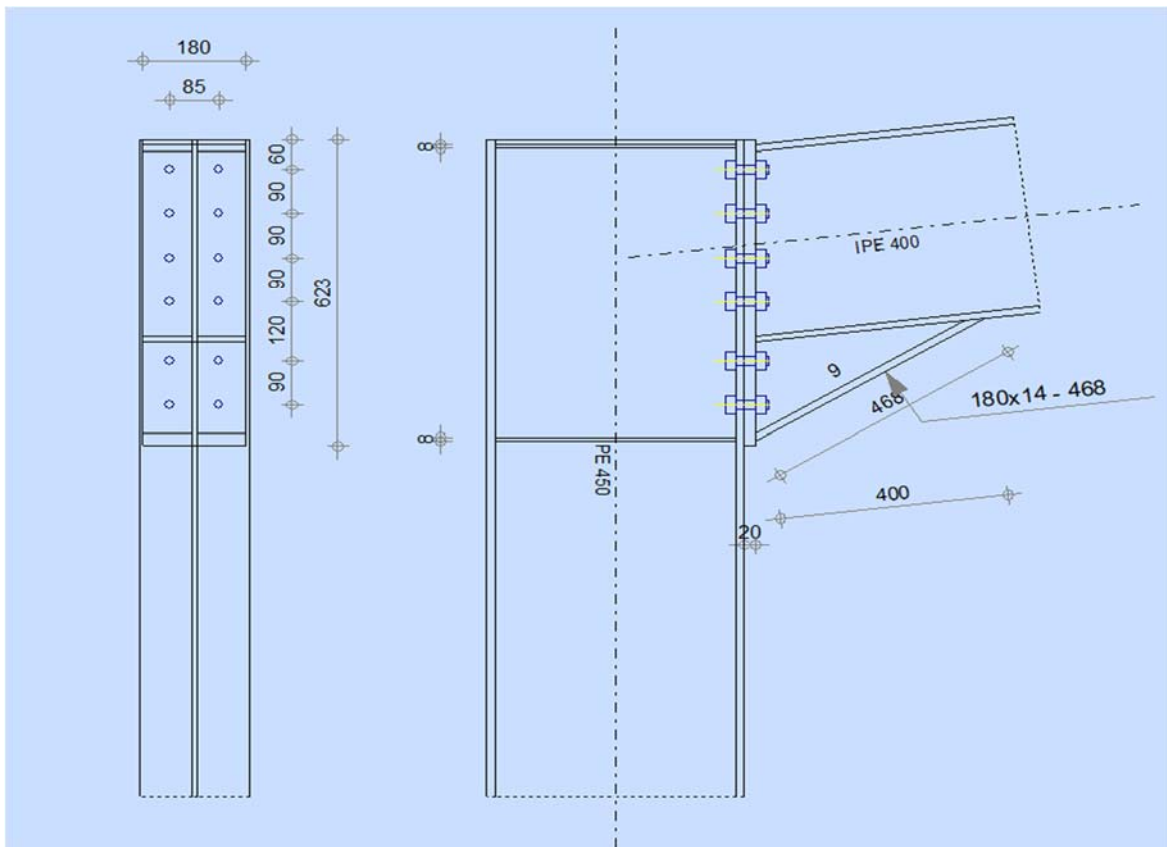


Figure VIII.1: assemblage Poteau Traverse

L'assemblage est sollicité par :

Un moment fléchissant : $M_{sd} = 247,37 \text{ KN.m}$

Un effort tranchant : $V_{sd} = 85,10 \text{ KN}$

Un effort normal : $N_{sd} = - 46,87 \text{ KN}$

❖ **Platine :**

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie dans notre assemblage

a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{\text{platine}} = 623 \text{ mm} \geq h_{\text{poutre}} = 200 \text{ mm}$

Largeur de la platine : $b_{\text{platine}} = 180 \text{ mm} = b_{\text{poutre}} = 100 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine : $t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$

❖ Jarret :

Hauteur : 200 mm

La longueur : 400 mm

La largeur : $l = 180$ mm $t_f = 14,6$ mm**VIII-3-1-2 Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$d_6 = 83 - 10 - \frac{14,6}{2} = 65,70 \text{ mm} \quad d_5 = 65,70 + 90 = 155,70 \text{ mm}$$

$$d_4 = 155,70 + 120 = 275,70 \text{ mm} \quad d_3 = 175,75 + 90 = 365,70 \text{ mm}$$

$$d_2 = 365,70 + 90 = 455,70 \text{ mm} \quad d_1 = 455,70 + 90 = 545,70 \text{ mm}$$

$$\text{D'ou: } N_1 = \frac{M_{RD} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2$$

$$\dots = 545,70^2 + 455,70^2 + 365,70^2 + 275,70^2 + 155,70^2 + 65,70^2$$

$$\sum d_i^2 = 743756,94 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\phi = 18$ $A_S = 192 \text{ mm}^2$ $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

$$f_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_S$$

$$\dots = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157$$

$$f_p = 134,4 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

VIII-3-1-3 Le moment résistante effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{n \times f_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 134,4 \times 743756,94}{545,70} \times 10^{-3} = 366,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 247,37 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 366,35 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée**VIII-3-1-4 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant par boulon :**

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{85,10}{12} = 7,09 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{K_S \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{M_2}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 134,4}{1,25} = 32,26 \text{ KN}$$

- K_S : 1 trou normal.
- m : 1 plan de frottement.
- μ : 0.3 coefficient de frottement.
- F_P : Précontrainte de calcul.

$$\frac{V_{sd}}{n} = 7,09 \text{ KN} < V_{Rd} = 32,26 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-3-1-5 Vérification a la résistance de lame du poteau (IPE450) dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

- F_v : Resistance de lame du poteau a la traction.
- $F_{t,rd}$: Épaisseur de lame du poteau.

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 192}{1.25} \times 10^{-3} = 138,34 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{247,37}{0.45 - 0.0146} = 568,14 \text{ KN}$$

$$F_v = 568,14 \text{ KN} > F_{t,rd} = 138,34 \text{ KN}$$

Condition non vérifier D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm)

VIII-3-1-6 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone comprime :

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_{cp} \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M_1} + \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{n} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

t_{fb} : Épaisseur de la semelle poutre =14 mm

t_{fc} : Épaisseur de la semelle poteau =15 mm

t_p : Épaisseur de la platine extrémité =20 mm

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure =5 mm

r_c : Rayon de raccordement *ame/semelle* du poteau =21 mm

h : Hauteur de la section du profile =450 mm

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau =9,4 mm

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + (2a_p\sqrt{2}) + 5(t_{\text{fc}} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{\text{eff}} = 14 + (2 \times 5 \times \sqrt{2}) + 5(15 + 21) + 2 \times 20$$

$$b_{\text{eff}} = 248,14 \text{ mm}$$

σ_{csd} : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment.

$$\sigma_{\text{csd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{A} + \frac{M_{\text{sd}} \times Z_{\text{max}}}{I_y} = \frac{85,10}{98,8} + \frac{247,37 \times 10^2 \times 2,1}{33740} = 2,40$$

$$\sigma_{\text{csd}} = 2,40 \text{ KN/cm}^2$$

- Lorsque $\sigma_{c,sd} \leq 0,7f_y \rightarrow K_c = 1$
- Lorsque $\sigma_{c,sd} \geq 0,7f_y \rightarrow K_c = 1,7 - \sigma_{c,sd}/f_y$

$$0,7f_y = 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{csd}} = 2,40 \text{ KN/cm}^2 < 0,7f_y = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{\text{wc}} \times f_y}{E \times t_{\text{wc}}^2}}$$

d_{wc} : Hauteur utile du poteau IPE450

$$d_{\text{wc}} = [h - 2(t_{\text{fc}} + r_c)] = [450 - 2(15 + 21)] = 378 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{24,814 \times 37,8 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,94^2}} = 1,06 > 0,72$$

$$\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,2)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,76$$

$$F_{\text{c,rd}} = \frac{1 \times 0,76 \times 24,814 \times 0,94 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{24,814}{45}\right)^2}} = 786,31 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M_{\text{sd}} \times d_i}{\Sigma d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{\text{sd}} \times d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 545,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 181,49 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{\text{sd}} \times d_2}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 455,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 151,56 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 365,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 121,63 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 275,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 91,69 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 155,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 51,78 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times d_6}{\Sigma d_i^2} = \frac{247,37 \times 65,70 \times 10^{-3}}{743756,94 \times 10^{-6}} = 21,85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \Sigma N_i = 181,49 + 151,56 + 121,63 + 91,69 + 51,78 + 21,85 = 620 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 620 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 620 \text{ KN} < F_{c,rd} = 786,31 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-3-1-7 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone cisaille :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 45 \times 0,94}{1,1} = 558,00 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{247,37}{0,45 - 0,0146} = 549,71 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 549,71 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 558 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-3-1-8 Conclusion : L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliquées

VIII.4 Calcul de l'assemblage du faitage

L'assemblage poutre-poutre est une liaison entre deux poutres permettant de transmettre les charges et d'assurer la stabilité de la structure. Il peut se faire par soudage, boulonnage ou à l'aide d'éléments de liaison comme des platines ou cornières.

Ce type d'assemblage est essentiel dans les structures métalliques pour garantir la continuité et la solidité de l'ouvrage.

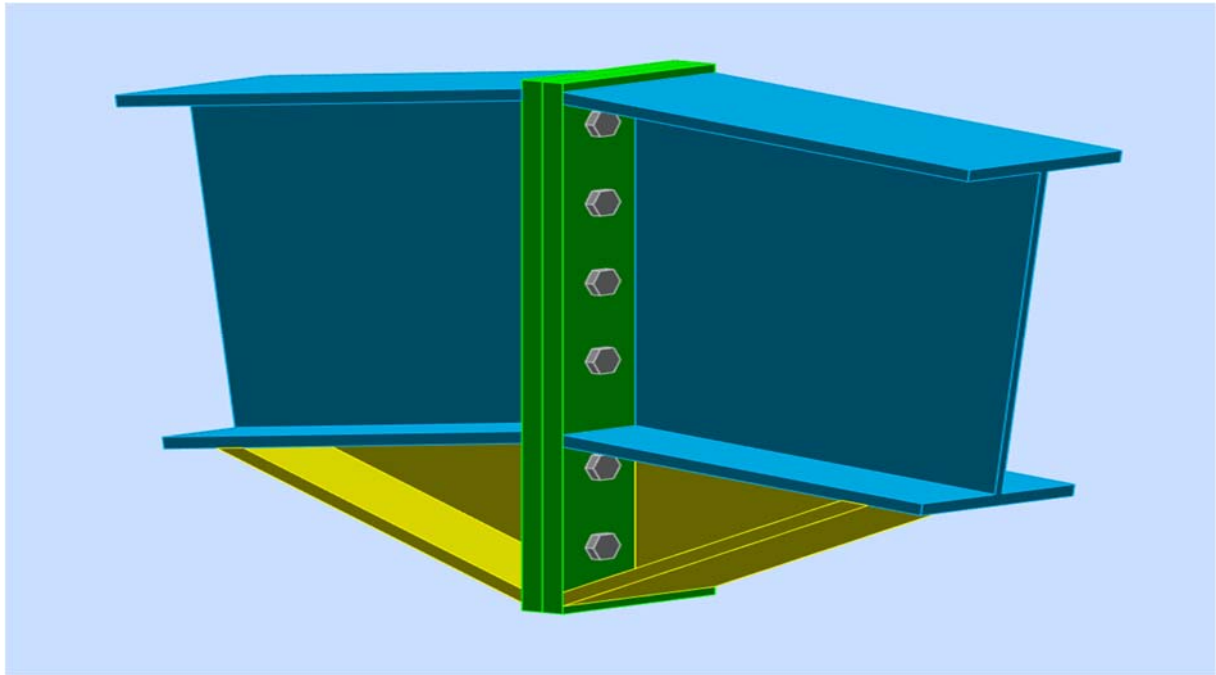


Figure VIII-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

VIII-4-1 La disposition constructive des boulons ;

On opte pour un assemblage constitué de 12boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VIII-4-2 Efforts de calcul

$$M_{y, sd} = 149,58kN.m$$

$$V_{z, sd} = 20,99kN$$

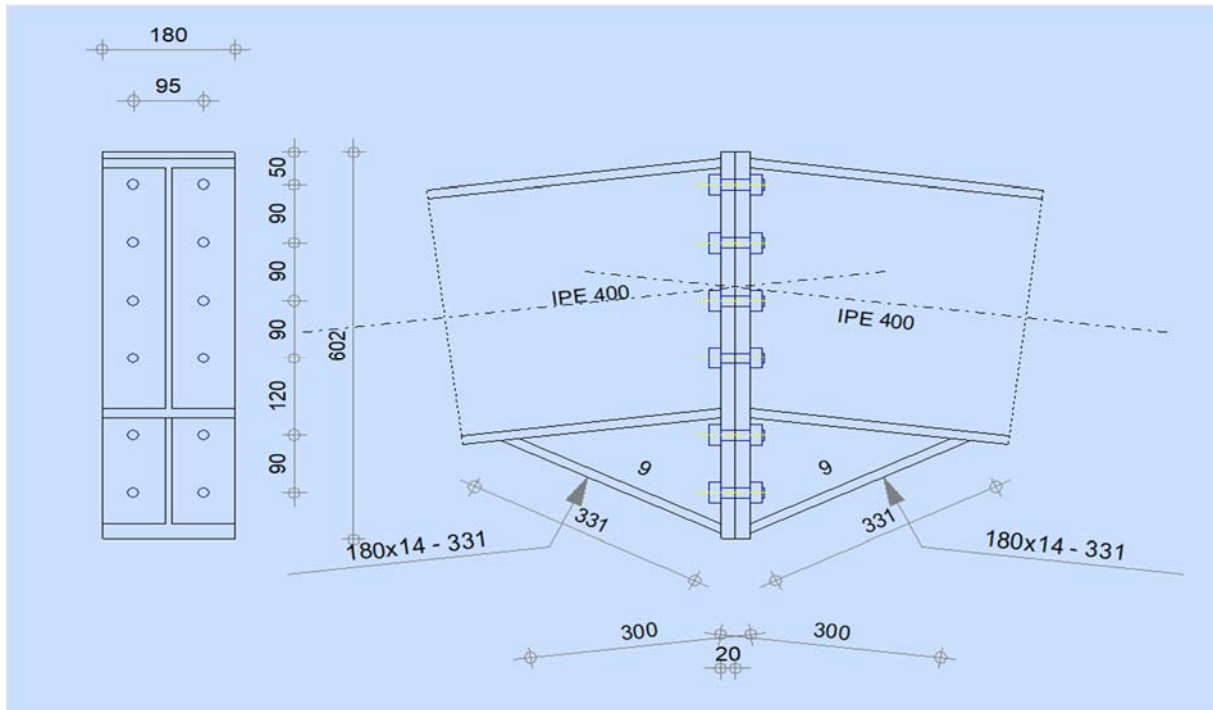


Figure VIII-3 : Détails sur l'assemblage de faitage.

VIII-4-3- Vérification à la résistance

a-Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage :

$$d_1 = 535,35 ; d_2 = 445,25 ; d_3 = 355,25 ; d_4 = 265,25 ; d_5 = 145,25 ; d_6 = 55,25$$

$$\begin{aligned} \sum d_i^2 &= (55,25^2 + 145,25^2 + 265,25^2 + 355,35^2 + 445,25^2 + 535,25^2) \\ &= 705450,37 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b-L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a : Boulons de diamètre 16mm classe 10,9

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n f_{pc} \times \sum d_i^2}{d_1} \times 10^{-3} = \frac{2 \times 109,9 \times 705450,37}{535,25} \times 10^{-3} = 289,70 \text{ kN.m.}$$

$$\text{On a : } M_{y, sd} = 149,58 \text{ m} < M_{Rd} = 289,970 \text{ N.m}$$

VIII-4-4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$f_{v, sd} < f_{v, Rd}$$

$$f_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{20,99}{12} = 1,75 \text{ kN}$$

$$f_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times U \times f_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109,9}{1.25} = 59.30kN.$$

$$f_{v,sd} = 1,74kN < f_{v,Rd} = 26,37kN$$

Condition vérifier.

VIII-4-5 Conclusion

L'assemblage traverse-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliquées

VIII.5 Assemblage avec ROBOT :

Le logiciel ROBOT nous permet de calculer les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suites

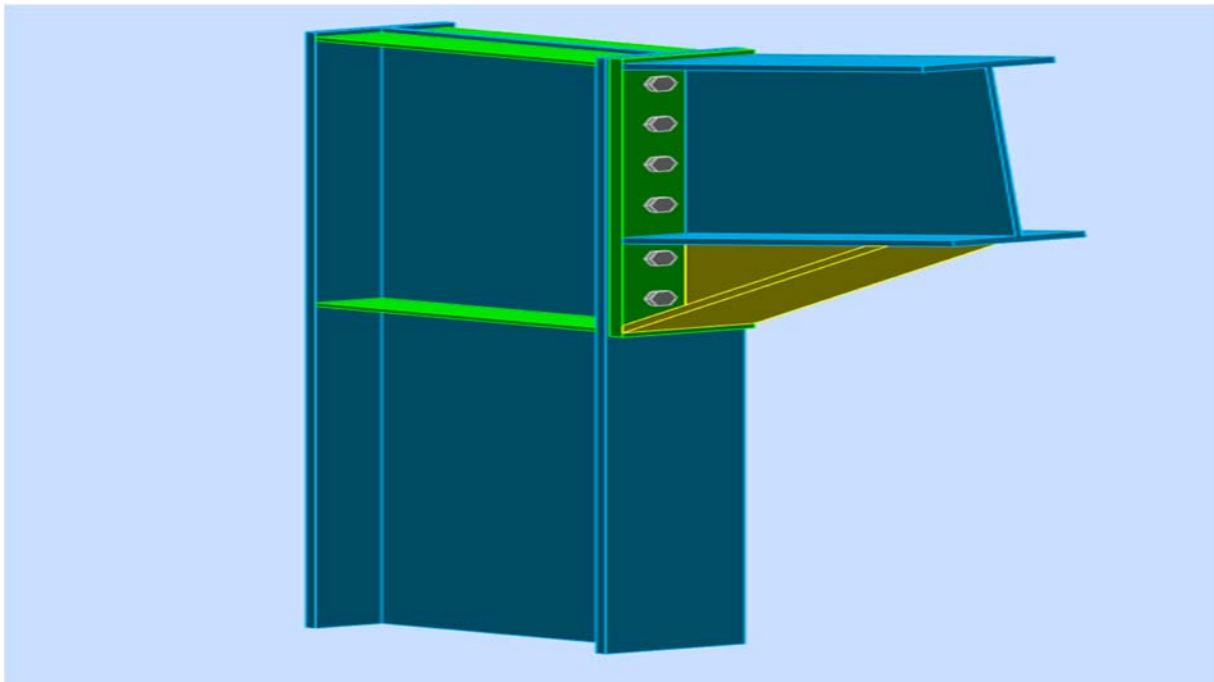




Image VIII.4 : Vérification d'assemblage avec ROBOT

VIII-5-1 Assemblage Poteau (IPE 450) –Traverse (IPE400) :

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2023</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,87</p>
---	--	--



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 50
 Barres de la structure: 40, 42

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 40

$\alpha = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 42
 $\alpha = 6,84$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 138,24$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 85$ [mm]
 Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 120; 90$ [mm]

Platine

$h_p = 623$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	31,95	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 118: ELU/39=1*1.35 + 2*1.50 + 64*1.05 1*1.35+2*1.50+64*1.05

$M_{b1,Ed} =$	247,37	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	85,10	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-46,87	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	245,63	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	46,87	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-90,81	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	1984,89	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	60,69	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	823,49	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,10	<	1,00	vérifié (0,10)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1307,26	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	307,21	[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

$W_{pl} =$	2028,13	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				

$$M_{cb,Rd} = 476,61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 476,61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 588 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 810,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 6,84 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 31,95 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 234 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 182,56 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 768,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 331 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,01 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,79 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 610,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 740,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 610,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 247,37 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 46,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 500 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 471,67 \quad [\text{kN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 50,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 50,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 595 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2,78 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,71 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,71 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 738,31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,64 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 263 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 50,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 147,06 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 14,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 933,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 379 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,13 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,73 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,73 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 771,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 771,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 260 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 50,85 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = 147,06 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 14,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 928,71 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 379 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,13 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,73 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,73 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho_{beff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 769,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 769,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

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	21	-	52	-	90	132	167	132	167	156	137	137	137
2	21	-	52	-	90	132	150	132	150	180	90	90	90
3	21	-	52	-	90	132	150	132	150	180	90	90	90
4	21	-	52	-	105	132	150	132	150	210	105	105	105
5	21	-	52	-	105	132	150	132	150	210	105	105	105
6	21	-	52	-	90	132	148	132	148	156	119	119	119

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	30	-	48	-	90	190	213	190	213	185	168	168	168
2	30	-	48	-	90	190	180	180	180	180	90	90	90
3	30	-	48	-	90	190	180	180	180	180	90	90	90
4	30	-	48	-	105	190	180	180	180	210	105	105	105
5	30	-	48	-	105	190	180	180	180	210	105	105	105
6	30	-	48	-	90	190	180	180	180	185	135	135	135

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

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1221,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 138,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 255,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	256 , 92	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 256,92$	256 , 92	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 328,61$	328 , 61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 276,48$	276 , 48	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 384,51$	384 , 51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 511,22$	511 , 22	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 738,31$	738 , 31	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 771,71$	771 , 71	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 810,81$	810 , 81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 610,96$	610 , 96	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	190 , 93	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 246,41$	246 , 41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 328,61$	328 , 61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 276,48$	276 , 48	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 364,78$	364 , 78	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 511,22$	511 , 22	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 738,31 - 256,92$	481 , 39	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 771,71 - 256,92$	514 , 79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 810,81 - 256,92$	553 , 88	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 610,96 - 256,92$	354 , 04	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 447,86 - 256,92$	190 , 93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 528,86 - 256,92$	271 , 93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 485,19 - 256,92$	228 , 26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 521,43 - 256,92$	264 , 51	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	163,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 246,41$	246,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 328,61$	328,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 276,48$	276,48	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 364,78$	364,78	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 511,22$	511,22	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 738,31 - 447,86$	290,45	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 771,71 - 447,86$	323,86	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 810,81 - 447,86$	362,95	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 610,96 - 447,86$	163,11	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 418,86 - 190,93$	227,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 435,04 - 190,93$	244,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 657,29 - 447,86$	209,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 680,97 - 447,86$	233,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 431,37 - 190,93$	240,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 363,78 - 190,93$	172,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 700,87 - 447,86$	253,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 703,32 - 447,86$	255,46	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 153,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	9,97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 246,41$	246,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 328,61$	328,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 276,48$	276,48	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 364,78$	364,78	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 511,22$	511,22	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 738,31 - 600,99$	137,32	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 771,71 - 600,99$	170,72	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 810,81 - 600,99$	209,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 610,96 - 600,99$	9,97	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 428,16 - 153,14$	275,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 466,23 - 153,14$	313,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 637,59 - 344,07$	293,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 631,53 - 344,07$	287,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 876,02 - 600,99$	275,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 814,80 - 600,99$	213,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 441,72 - 153,14$	288,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 394,10 - 153,14$	240,96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 657,41 - 344,07$	313,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 575,99 - 344,07$	231,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 926,91 - 600,99$	325,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 915,53 - 600,99$	314,53	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 246,41$	246,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 328,61$	328,61	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 276,48$	276,48	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 364,78$	364,78	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 511,22$	511,22	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 738,31 - 610,96$	127,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 771,71 - 610,96$	160,75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 810,81 - 610,96$	199,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 610,96 - 610,96$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 437,46 - 9,97$	427,49	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 496,39 - 9,97$	486,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 646,89 - 163,11$	483,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 655,44 - 163,11$	492,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 856,32 - 354,04$	502,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 778,78 - 354,04$	424,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1094,75 - 610,96$	483,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 911,25 - 610,96$	300,29	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 452,07 - 9,97$	442,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 424,41 - 9,97$	414,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 667,75 - 163,11$	504,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 606,30 - 163,11$	443,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 883,44 - 354,04$	529,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 788,19 - 354,04$	434,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1152,94 - 610,96$	541,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1127,73 - 610,96$	516,77	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 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	545	256,92	256,92	328,61	276,48	384,51	276,48	511,22
2	455	190,93	246,41	328,61	276,48	364,78	276,48	511,22
3	365	153,14	246,41	328,61	276,48	364,78	276,48	511,22
4	275	9,97	246,41	328,61	276,48	364,78	276,48	511,22
5	155	-	246,41	328,61	276,48	364,78	276,48	511,22
6	65	-	245,72	328,61	276,48	364,78	276,48	511,22

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 285,30 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,87)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 115,02 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 138,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 226,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 226,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	276,48	-7,81	256,92	222,76	214,95	102,29
2	276,48	-7,81	190,93	165,55	157,73	136,30
3	276,48	-7,81	153,14	132,77	124,96	155,77
4	276,48	-7,81	9,97	8,64	0,83	229,55
5	276,48	-7,81	0,00	0,00	-7,81	230,04
6	276,48	-7,81	0,00	0,00	-7,81	230,04

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{v_j,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1083,99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 165,64 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 93,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 72,36 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 77572,62 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 73,96 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 64,79 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 11,76 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 147,92 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 131,17 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 73,96 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{\text{wash}} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 58 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

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	21,69	877,70
1	545	2	40	44	1	7,55	410,92
2	455	1	27	23	1	4,64	211,05

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
3	365	1	27	23	1	3,72	135,76
4	275	2	32	27	1	3,17	87,05
5	155	2	32	27	1	1,78	27,59
6	65	2	36	35	1	0,82	5,32

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 405 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 50,85 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 405 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 86837,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,03 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 42713,03 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 120559,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2411,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$



$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,87
--	-------	------

VIII-5-2 Assemblage Traverse (IPE 400) –Traverse (IPE400) :

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,57



Général

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 53
 Barres de la structure: 42, 43

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	42		
$\alpha =$	-173,16	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Droite

Poutre

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	43		
$\alpha =$	-6,84	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i $=$	95 [mm]	
Entraxe $p_i =$	90 ; 90 ; 90 ; 120 ; 90 [mm]	

Platine

$h_{pr} =$	602 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235	
$f_{ypr} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	14 [mm]	Épaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	180 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	9 [mm]	Épaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	25,84 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	7 [mm]	Soudure âme
$a_r =$	10 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 132: ELU/53=1*1.35 + 2*1.50 + 78*1.05 1*1.35+2*1.50+78*1.05

$M_{b1,Ed} = -149,58$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 20,99$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -38,74$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1984,89$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 58,89$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 799,07$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,26$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 307,21$ [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

$W_{pl} = 2146,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 504,50$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 504,50$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 568$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 887,74$ [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 INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 6,84$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 25,84$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 227$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 42,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,89$ 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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 677,32$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 544,68$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 544,68$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

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	35	-	42	-	90	222	216	216	216	201	164	164	164
2	35	-	42	-	105	222	194	194	194	210	105	105	105
3	35	-	42	-	105	222	194	194	194	210	105	105	105
4	35	-	42	-	90	222	194	194	194	180	90	90	90
5	35	-	42	-	90	222	194	194	194	180	90	90	90
6	35	-	42	-	90	222	194	194	194	201	142	142	142

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 effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 1089,35 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 260,58$ [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 fléchie 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]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [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)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 436,60$	436,60	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 887,74$	887,74	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	183,48	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 392,57$	392,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 887,74 - 226,08$	661,66	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 409,56 - 226,08$	183,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 543,46 - 226,08$	317,38	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	186,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 392,57$	392,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 887,74 - 409,56$	478,18	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 373,96 - 183,48$	190,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 424,41 - 183,48$	240,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 596,54 - 409,56$	186,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 755,66 - 409,56$	346,11	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 133,57 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 131,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 392,57$	392,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 887,74 - 541,01$	346,73	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 364,90 - 131,45$	233,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 394,10 - 131,45$	262,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 551,88 - 314,93$	236,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 606,30 - 314,93$	291,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 774,45 - 541,01$	233,45	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 937,55 - 541,01$	396,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 93,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 92,43 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 392,57$	392,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 887,74 - 633,44$	254,30	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 355,83 - 92,43$	263,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 363,78 - 92,43$	271,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 542,81 - 223,88$	318,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 575,99 - 223,88$	352,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 729,79 - 407,36$	322,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 788,19 - 407,36$	380,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 952,37 - 633,44$	318,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1119,44 - 633,44$	486,01	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 54,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 53,41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	200,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 392,57$	392,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 887,74 - 686,85$	200,89	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 387,33 - 53,41$	333,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 469,12 - 53,41$	415,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 565,25 - 145,84$	419,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 651,01 - 145,84$	505,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 752,23 - 277,30$	474,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 863,22 - 277,30$	585,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 939,21 - 460,77$	478,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1075,42 - 460,77$	614,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1161,78 - 686,85$	474,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1406,68 - 686,85$	719,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 14,63 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 14,39 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$$

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	513	226,08	-	-	226,08	436,60	226,08	521,15
2	423	183,48	-	-	226,08	392,57	226,08	521,15
3	303	131,45	-	-	226,08	392,57	226,08	521,15
4	213	92,43	-	-	226,08	392,57	226,08	521,15
5	123	53,41	-	-	226,08	392,57	226,08	521,15
6	33	14,39	-	-	226,08	392,57	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 260,29 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,57 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 89,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 230,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 213,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-6,46	226,08	129,92	123,46	108,90
2	226,08	-6,46	183,48	105,43	98,98	122,71
3	226,08	-6,46	131,45	75,54	69,08	139,57
4	226,08	-6,46	92,43	53,12	46,66	152,22
5	226,08	-6,46	53,41	30,69	24,24	164,87
6	226,08	-6,46	14,39	8,27	1,82	177,52

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

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 865,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance des soudures

- $A_w = 144,97 \quad [\text{cm}^2]$ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
- $A_{wy} = 75,28 \quad [\text{cm}^2]$ Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
- $A_{wz} = 69,69 \quad [\text{cm}^2]$ Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
- $I_{wy} = 57354,44 \quad [\text{cm}^4]$ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
- $\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -53,76 \quad [\text{MPa}]$ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
- $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 49,57 \quad [\text{MPa}]$ Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
- $\tau_{\parallel} = 0,03 \quad [\text{MPa}]$ Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
- $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 107,52 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 99,14 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 53,76 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Rigidité de l'assemblage

- $t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}]$ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
- $h_{head} = 12 \quad [\text{mm}]$ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
- $h_{nut} = 16 \quad [\text{mm}]$ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
- $L_b = 56 \quad [\text{mm}]$ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	Hj	k3	k4	k5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	49,44	1869,37
1	513	∞	∞	27	3	17,38	891,71
2	423	∞	∞	17	3	12,55	531,27
3	303	∞	∞	17	3	8,99	272,70
4	213	∞	∞	15	3	5,98	127,51
5	123	∞	∞	15	3	3,46	42,58
6	33	∞	∞	23	3	1,08	3,59

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 378 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 392566,82 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 392566,82 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 120559,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2411,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0 , 57
--	-------	--------

Chapitre IX:

Base Des Poteaux

IX.1 Introduction :

La base de poteau a le rôle de transmettre les efforts développés dans le poteau au massif de fondation.

Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possibles. Il est important d'assurer la résistance aux efforts possibles.

Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produisent dans le poteau ; aussi ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied poteau.

Dans notre cas les poteaux sont encastrés au niveau des bases par contre les potelets sont articulés.

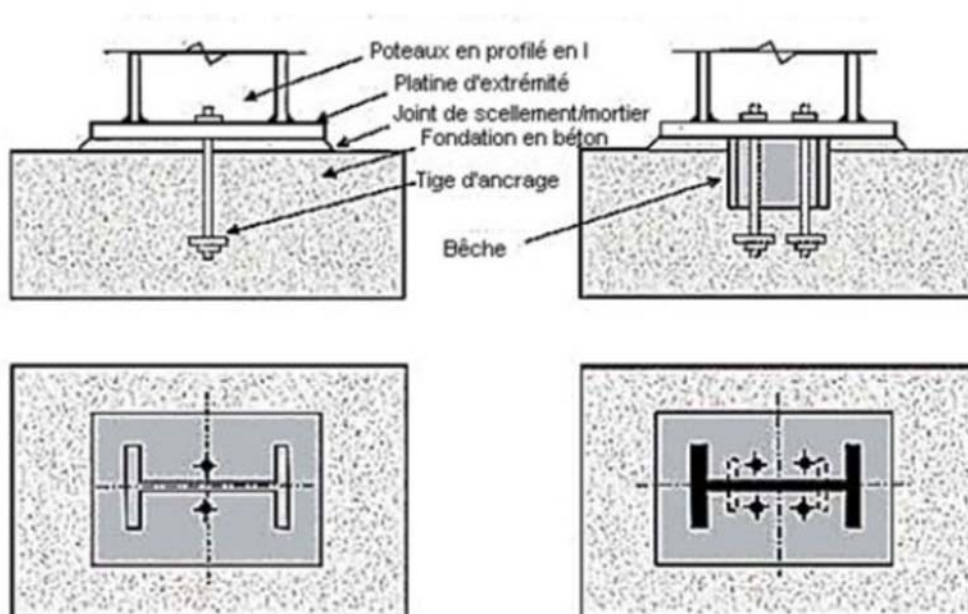


Figure IX.1 : Base de poteau

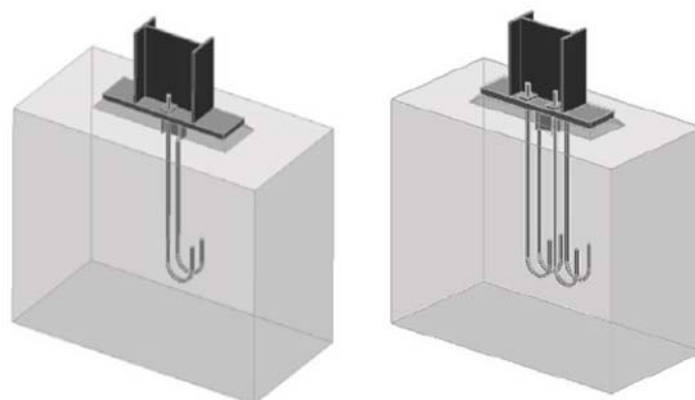


Figure I0-1 : Pieds de poteau articulés.

IX.2 Calcul de la base de potelet :

Le potelet est un HEB 220 et considéré comme articulé :

$$h = 220 \text{ mm} \quad ; \quad b = 220 \text{ mm} \quad ; \quad t_w = 9,5 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 16 \text{ mm}$$

$$A_{HEB} = 9100 \text{ mm}^2$$

Les boulons d'ancrage en M14 classe 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{yb} = 480 \text{ Mpa} \quad ; \quad A_s = 115 \text{ mm}^2$$

IX.2.1 Evaluation des charges :

La base du potelet est soumise à des efforts suivants :

$$N_{sd} = 12,59 \text{ kN}$$

$$V_{z, sd} = 0,53 \text{ kN}$$

Les boulons d'ancrage en M14 classe 4,6

IX.2.2 Résistance du béton à la compression

$$F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times F_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ N/mm}^2.$$

La valeur α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale, sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc}=0,85$ pour la compression.

IX.2.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 1,5 \times 2/3 \times 14,16 = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

On prend la valeur du coefficient du matériau de scellement $\beta_j=2/3$ et $\alpha=1,5$.

IX.2.4 Estimation de la section de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \max \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right\} = \max \left\{ \frac{12590}{14,16} ; \frac{1}{200 \times 200} \left(\frac{12590}{14,16} \right)^2 \right\}$$

$$A_{c0} = \max\{889,12; 197,63\} \quad A_{ce} = 889,12 \text{ mm}^2.$$

$$\text{On a: } 0,95 \times h_c \times b_{fc} = 0,95 \times 200 \times 200 = 38000 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{c0} < 0,95 \times h_c \times b_{fc}$ d'où on adopte une plaque d'assise à projection courte

a- Choix du type de la plaque d'assise :

Dimensions en plan de la plaque d'assise à projection courte : Dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à $\beta_c = 15 \text{ mm}$.

$$h_p = h + 2 \times \beta_c = 220 + 2 \times 15 = 250mm.$$

$$b_p = b + 2 \times \beta_c = 220 + 2 \times 15 = 250mm.$$

Ce qui donne : $A = 250 \times 250 = 62500mm^2 > A_{c0} = 889,12mm^2$.

IX.2.5 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

a -Calcul de la largeur d'appui additionnelle :

$$C = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} ;$$

Où : pour une plaque d'assise à projection courte (Tableau 2 ouvrage Mr Dahmani, 2eme édition 2022, P451)

On prend

$$a = 2; b = -(b_{fc} - t_w + h_c) = -450$$

$$c = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - (2 \times b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c \times t_w - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$c = \frac{0.5 \times 12590}{14.16} - (2 \times 220 \times 16 + 4 \times 16^2 + 0.5 \times 220 \times 10 - 16 \times 10)$$

$$c = -8572,83mm^2$$

Donc :

$$C = \frac{450 - \sqrt{(-450)^2 - 4 \times 2 \times (-8572,83)}}{2 \times 2} = -17,66$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle « C ».

Pour le calcul de la valeur additionnelle « C » dans ce cas on pose l'épaisseur de la plaque d'assise est de

$$t_p = 8mm.$$

D'où :

$$c = t_p \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 10 \times \left(\frac{235}{3 \times 14.16 \times 1.1} \right)^{0.5} = 17,94mm.$$

$$\text{On a : } \frac{h-2t_f}{2} = \frac{220-2 \times 16}{2} = 94 > c = 17,94.$$

On prend : $c=18 \text{ mm}$

Donc il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

b-Calcul de la section efficace A_{ef} :

$$A_{ef} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$= 2(220 - 2 \times 15)(18 + 15 + 16) + (220 - 2 \times 18 - 2 \times 16)(2 \times 18 + 10)$$

$$A_{ef} = 25612 \text{ mm}^2.$$

c-Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

a-Moment Résistant :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{8 \times 235}{6 \times 1.1} = 2278,78 \text{ N} \cdot \text{mm}.$$

b-Moment sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{ef}} = \frac{\left(\frac{18^2}{2}\right) \times 12590}{25612} = 39,81 \text{ N} \cdot \text{mm}.$$

$$D'où : M_{sd} = 39,81 \text{ N} \cdot \text{mm} < M_{Rd} = 2278,78 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Condition vérifiée.

d-Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_f \times d \times N_{sd} = 0,2 \times 12590 = 2518 \text{ N}.$$

$$V_{z,sd} = 530 \text{ N} < F_{v,Rd} = 2518 \text{ N}$$

Condition vérifiée.

Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement faut vérifier en conséquence.

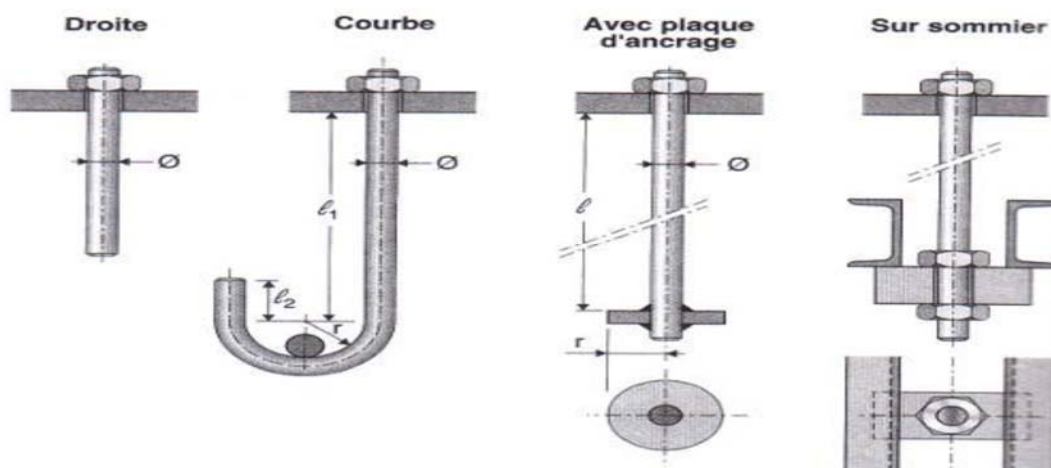


Figure IX.3 : Types de tiges d'ancrage.

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$n_b=2$: nombre totale des tiges.

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } \alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003F_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 900 = 0.17$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.17 \times 1000 \times 115}{1.25} = 15640N.$$

$$F_{v,Rd} = 2518 + 2 \times 15640 = 33798N.$$

$$F_{v,Rd} = 33789N > V_{sd} = 530N$$

Condition vérifiée.

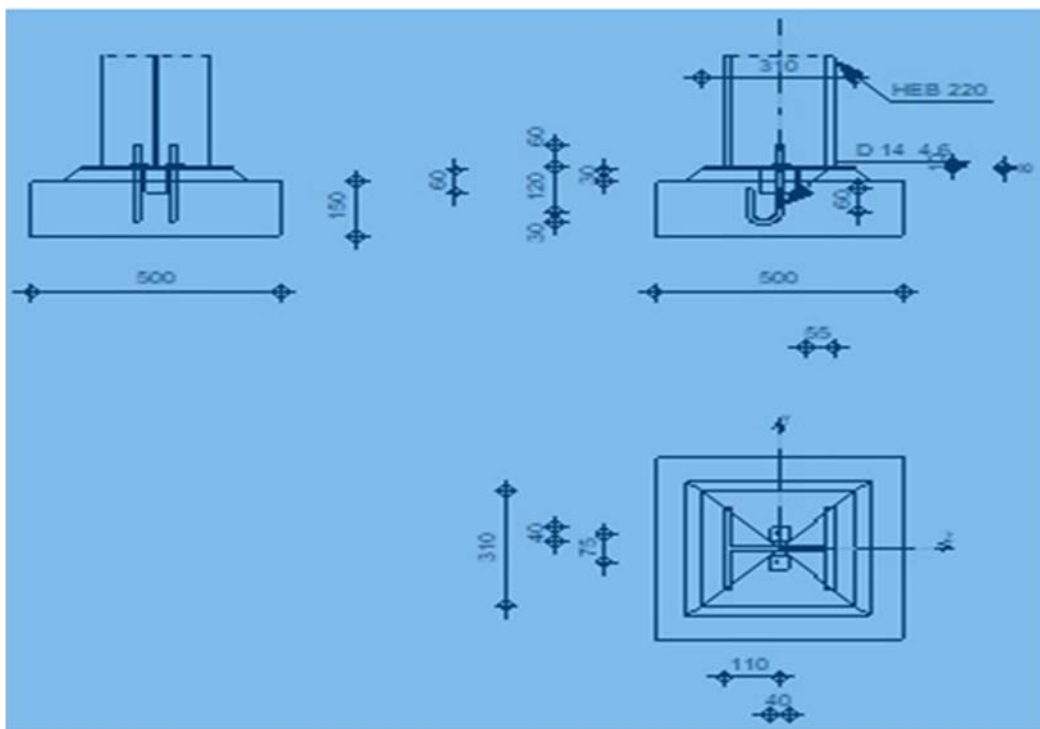


Figure IX.4 : Les détails de la base de potelet et ses dimensions

IX.3 Calcul de la base de poteau du hangar

IX.3.1 Base de poteau encastré

Les bases de poteaux encastrés assurent une liaison rigide entre le poteau et la fondation. Elles permettent de transmettre les efforts verticaux, horizontaux et les moments, ce qui renforce la stabilité de la structure. Leur conception demande une attention particulière aux éléments d'ancrage et aux platines.

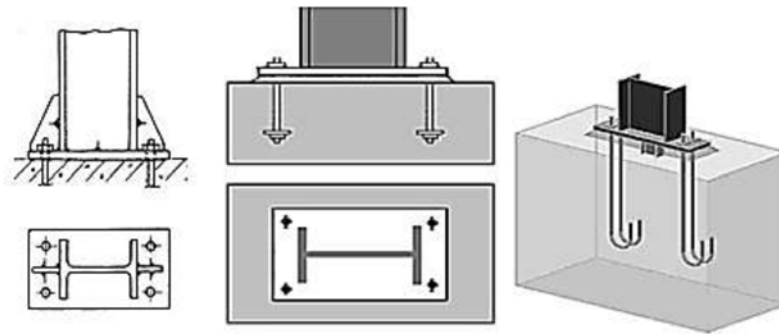


Figure IX.5 : Pieds de poteau encastrés.

IX.3-2 Evaluation des charges :

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE450**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 380,07 \text{ KN}$.
- Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 73,26 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant $M_{y, sd} = 263,15 \text{ KN.m}$.

La section transversale du poteau est un **IPE450**.

- $h = 450 \text{ mm}$ - $b = 190 \text{ mm}$ - $t_f = 14,6 \text{ mm}$
- $A = 98,8 \text{ mm}^2$ - $t_w = 9,4 \text{ mm}$

Les boulons d'ancrage en M20 classe 10.9

$$f_{ub} = 1000 \text{ Mpa} ; f_{yb} = 900 \text{ Mpa} ; A_s = 245 \text{ mm}^2$$

IX.3-3 Dimensionnement de plaque d'assise

$$h = 900 \text{ mm} ; b = 500 \text{ mm} ; ep = 35 \text{ mm}$$

IX.3-4 Dimensionnement de la fondation

$$2200 \text{ mm} \times 20000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$$

IX.3-5 La résistance à la traction d'un boulon d'ancrage

- **Partie tendue**

$$F_{3s,Rd} = 3 \times \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{Mb}} = 3 \times \frac{245 \times 235}{1.25} = 138180 \text{ N.}$$

IX.3-5-1 La résistance de la plaque d'assise en flexion

$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{6 \times m \times \gamma_{M0}} = \frac{b \times t^2 \times f_y}{6 \times m \times \gamma_{M0}} = \frac{500 \times 35^2 \times 235}{6 \times 78 \times 1.1} = 279598,87N$$

$$F_{3s,Rd} = 138180N < F_{pl,Rd} = 279598,87N \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Partie comprimée : Les poteaux doivent être munis de plaque d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison fj

IX.3-5-2 Résistance du béton à la compression

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\text{Avec : } f_{ck} = 25N/mm^2.$$

$$F_{cd} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2N/mm^2.$$

IX.3-5-3 Résistance du calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times F_{cd}$$

$$\text{Avec : } \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right)^{0.5} = \alpha = 1.5.$$

$$f_{jd} = 3/2 \times 2/3 \times 14.2 = 14.2N/mm^2.$$

IX.3-5-4 Calcul de la largeur d'appui additionnelle C

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

$$C = t \sqrt{\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 30 \sqrt{\frac{235}{3 \times 14.2 \times 1.1}} = 67,18.61mm = 70mm$$

On prend $C = 70mm$

$$C = 70mm \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = (450 - 2 \times 14,6)/2 = 210,4mm$$

IX.3-5-5 Calcul de l'excentricité de la charge de compression

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{263,15}{380,07} = 0.70 = 700mm$$

$$a' = 450 + 2 \times 70 = 590mm.$$

$$\frac{a'}{6} = \frac{590}{6} = 98\text{mm} ; e = 700 > \frac{a'}{6} = 98\text{mm}.$$

→ la force de compression est extérieure au noyau central.

IX.3-5-6-Vérification de la plaque d'assise

- Equation d'équilibre :

$$\sum F_{vertical} = 0 \rightarrow N_{sd} + T - C = 0.$$

$$\text{Avec : } C = x \times b' \times f_{jd} = \chi \times (190 + 2 \times 70) \times 14.2 = 4686x$$

$$380070 + T - 4686x = 0$$

$$\sum M_z = 0 \rightarrow M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{a}{2} - g \right) - C \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0.$$

$$263,15 \times 10^6 + 380070 \left(\frac{900}{2} - 78 \right) - 4686x \left(\frac{900}{2} - 78 + \frac{450}{2} + 70 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$2343x^2 - 3121560x + 14138,60x10^4$$

Solution de l'équation du 2nd degré : $ax^2 + bx + c = 0$

$$a=2343, \quad b=-3121560, \quad c=14138,60$$

$$x_1 = 960,29 \text{ mm}$$

$$x_2 = 20,27 \text{ mm}$$

↗ **Calcul de l'effort de traction dans les goujons :**

L'effort de traction dans les goujons est obtenu par substitution de la valeur $x = 20,27\text{mm}$ dans l'équation d'équilibre pour les forces verticales.

$$T = -4686 x + 380070 = -4686 \times 20,27 + 380070 = 213084,7 \text{ N}$$

IX.3-5-7 Vérification de l'épaisseur de la plaque

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

On a ;

a-Moment fléchissant au niveau de la section 1 :

$$x = 20,27\text{mm} < c = 70\text{mm}.$$

$$M_{1,sd} = b' f_{jd} \times x \times \frac{x}{2} = 900 \times 14.2 \times 20,27 \times \frac{20,27}{2} = 262,54,1x10^4 \text{ N. mm}$$

b-Moment fléchissant au niveau de la section 2 :

$$M_{2sd} = T \times 78 = 213084,7 \times 78$$

$$M_{2sd} = 1662,06 \times 10^4 = N. mm$$

$$M_{sd} = \max\{M_{1sd} ; M_{2sd}\} = 1662,06 \times 10^4 N. mm$$

c-Le moment fléchissant par unité de longueur :

$$M_{sd} = \frac{M_{2sd}}{L_{eff}}$$

$$L_{eff} = b_{fc} + 2c = 190 + 2 \times 70 = 330 mm.$$

$$M_{sd} = \frac{1662,06,1 \times 10^4}{330} = 50365,47 N. mm.$$

d-Le moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{35^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 65426,13 N. mm$$

$$M_{sd} = 50365,47 N. mm < M_{pl,Rd} = 65426,13 N. mm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.3-5-8 Calcul des boulons d'ancrage :

Les goujons doivent transmettre à la fondation en béton une force de traction :

$$T = 213084,7 N$$

Pour trois tiges M20 de classe 10.9

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

La résistance à la traction d'un boulon s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 245}{1.25} = 176400 N.$$

$$F_{t,sd} = \frac{T}{3} = \frac{213084,7}{3} = 71028,231 N$$

$$F_{t,sd} = 71028,23 \leq F_{t,Rd} = 176400 N \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.3-5-9 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrage :

$$T/2 < f_{anc,Rd}$$

a-La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage :

$$f_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd}(L_1 + 6.4r + 3.5L_2)$$

La longueur totale de la tige

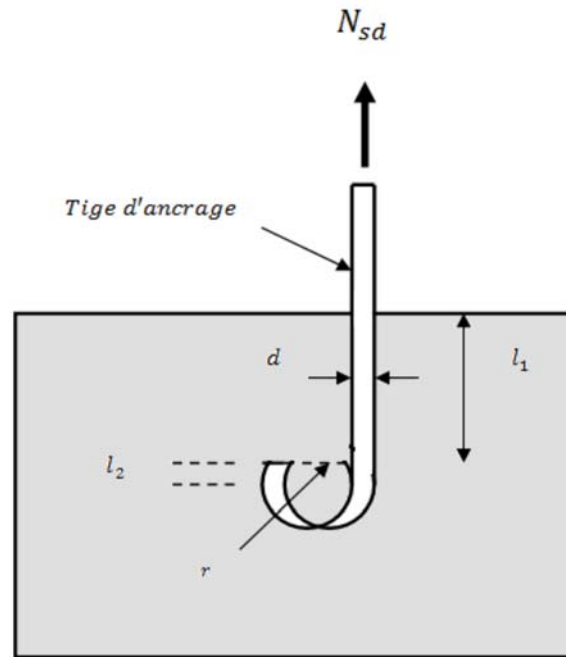


Figure IX.6 : Les longueur de la tige d'ancrage.

$$L_1 = 20 \times 20 = 400mm$$

$$L_2 = 2 \times 20 = 40mm.$$

$$L_b = L_1 + 6.4r + 3.5L_2$$

$$\text{avec : } r = 3 \times d = 3 \times 20 = 60mm.$$

$$L_b = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924mm.$$

b- Calcul de la contrainte d'adhérence f_d :

$$L_{b,rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0.144 \times 20 \times \frac{10000}{1.2} = 2400mm.$$

$$f_{bd} = \frac{0.36 \times \sqrt{25}}{1.5} = 1.2N/mm^2$$

c-La résistance d'ancrage en traction d'une tige :

$$f_{anc,Rd} = \pi \times d \times L_{b,rqd} \times f_{bd}$$

$$f_{anc,Rd} = \pi \times 20 \times 2400 \times 1.2 = 156345.75N$$

$$T/3 = 71028,231N < f_{anc,Rd} = 180864N$$

Condition vérifiée.

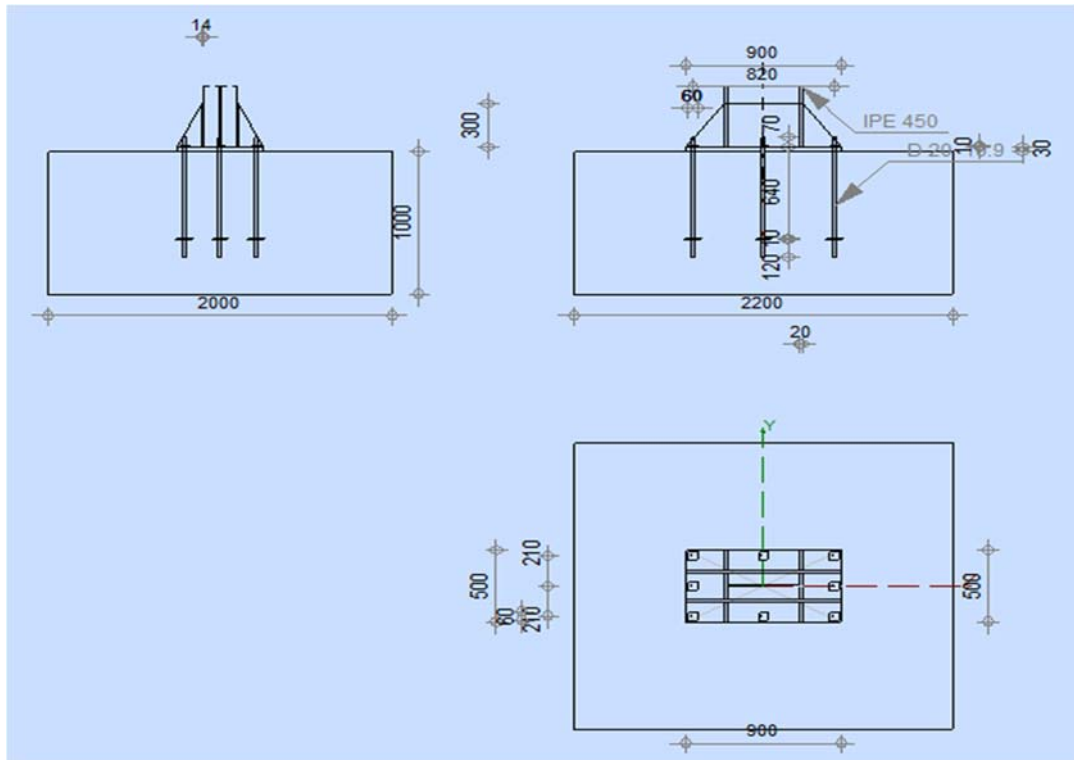





Figure IX.7 : Les détails de la base de poteau et ces dimensions

IX.4 Note de calcul la base de poteau

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,85
		

Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 49
 Barres de la structure: 40

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 40

$L_c = 9,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 900$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 35$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	20 [mm]	Diamètre du boulon
A_s =	2,45 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3,14 [cm ²]	Aire de la section du boulon
n_H =	3	Nombre de colonnes des boulons
n_V =	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	410 [mm]	
Entraxe e_{Vi} =	210 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	70 [mm]
L_2 =	640 [mm]
L_3 =	120 [mm]

Plaque d'ancrage

l_p =	100 [mm]	Longueur
b_p =	100 [mm]	Largeur
t_p =	10 [mm]	Épaisseur
Matériau:	S 235	
f_y =	235,00 [MPa]	Résistance

Platine

l_{wd} =	60 [mm]	Longueur
b_{wd} =	60 [mm]	Largeur
t_{wd} =	10 [mm]	Épaisseur

Raidisseur

l_s =	900 [mm]	Longueur
w_s =	500 [mm]	Largeur
h_s =	300 [mm]	Hauteur

Raidisseur

$l_s = 900$ [mm] Longueur

$t_s = 14$ [mm] Epaisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 2200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 121: $ELU/42 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 67 \cdot 1.05$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 67 \cdot 1.05$

$N_{j,Ed} = -380,07$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,78$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 73,26$ [kN] Effort tranchant

$N_{j,Ed} =$	- 380 , 07	[kN]	Effort axial
$M_{j,Ed,y} =$	- 263 , 15	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	2 , 45	[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)]
$f_j =$	27 , 96	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	50	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	115	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	290	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	334 , 06	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3006 , 52	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1670 , 29	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0 , 67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	33 , 33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	2968 , 21	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	973 , 64	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1237 , 58	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	9894 , 05	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	3245 , 48	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	4125 , 28	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[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]
$W_{pl,y} =$	9093,25 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	2500,64 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	555 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	4509,66 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	4153,58 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1142,23 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	238 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	4790,22 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	9894,05 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	3245,48 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	4125,28 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	2,45 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	1000,00 [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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	149,94 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} =$	183,75 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 149,94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 25,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$A_h = 96,86 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de contact de la plaque d'ancrage} \quad \text{CEB [15.1.2.3]}$$

$$p_k = 187,50 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance caractéristique du béton à l'arrachement} \quad \text{CEB [15.1.2.3]}$$

$$\gamma_{Mp} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$$

$$F_{t,Rd,p} = 840,78 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.3]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 527 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur effective du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 543,90 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1580 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 790 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 24964,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 9866,67 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,40 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 690 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0,96 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrillage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 95,74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} =$	640	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{Rk,c}^0 =$	728,59	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1280	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	640	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	16384,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	7253,33	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,44		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	640	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	1,00		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$				
$\psi_{re,N} =$	1,00		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$				
$\psi_{h,N} =$	0,85		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$				
$F_{t,Rd,sp} =$	126,67	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 95,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$$l_{eff,1} = 326 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 326 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 81 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 17,22 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	326	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,2,Rd} =$	17,22	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	846,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	347,57	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	287,23	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	287,23	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	40	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	40	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	10	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	2,12	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	2,12	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	846,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	347,57	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	287,23	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	287,23	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	287,23	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	287,23	[kN]	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)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
---------------------------------------	---------------	----------------	--------

$e_y =$	692	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	277	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	410	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]

$e_y =$	692	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,y} =$	329,24	[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)	$0,80 < 1,00$	vérifié	(0,80)
---	---------------	---------	--------

$e_z =$	6	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	119	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	210	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	50,40	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
---	---------------	---------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,85 < 1,00$	vérifié	(0,85)
--	---------------	---------	--------

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,61$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,61$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 261,82$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,61$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,61$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 261,82$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$\alpha_b =$	0,25	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	62,33 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	206,80 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	191,49 [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	596,37 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,49	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,06	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,87	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} =$	125,57 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	486,80 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0,74	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,01	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,93	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]

$V_{Rk,c,z}^0 = 486,80$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 156,18$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 380,07$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 114,02$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 612,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 612,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)
--	---------------	----------------

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 21,24$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 114,79$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 74$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 10536,06$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 8,91$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 51,55$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 27,33$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	21,24 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\sigma_z =$	48,17 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,22 < 1,00	vérifié (0,22)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	7,51 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	106,47 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	54 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	11972,48 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1,51 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	17,30 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	25,35 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	43,94 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,19 < 1,00	vérifié (0,19)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	31,08 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	31,08 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,06 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	2,99 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,12 < 1,00	vérifié (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,17 < 1,00	vérifié (0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

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)]
$\tau_{II} =$	141,59 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,68 < 1,00 vérifié (0,68)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	44,23	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	44,23	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	44,36	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	117,18	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,33 < 1,00 vérifié (0,33)				

Soudures horizontales des raidisseurs**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	45,09	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	45,09	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	60,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	138,32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,38 < 1,00 vérifié (0,38)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	66,75	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	66,75	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	61,75	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	171,05	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,48 < 1,00 vérifié (0,48)				

Rigidité de l'assemblage**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	115	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	290	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	326	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	81	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	210	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,56		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	125820,86	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	236200,30	[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)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$



$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	41	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	40	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	10	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	459	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	210	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	2,52		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	243168,68	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	11731,02	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,85
--	-------	------

IX.5 Note de calcul la base d'articulé

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul du Pied de Poteau articulé Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,04
---	---	---



Général

Assemblage N°: 19
Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé
Noeud de la structure: 64
Barres de la structure: 52

Géométrie

Poteau

Profilé: HEB 220

Barre N°: 52

$L_c =$	9,60	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	220	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	220	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	91,04	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	8090,97	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	250	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	250	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	10	[mm]	Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	480,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,150	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,153	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	150,000	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 70 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 400 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 80 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 60 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

Semelle isolée

$$L = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur de la semelle}$$

$$B = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur de la semelle}$$

$$H = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C20/25

$$f_{ck} = 20,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 0 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

Soudures

$$a_p = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Plaque principale du pied de poteau}$$

Efforts

$$\text{Cas: } 243: \text{ELU}/164 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 79 \cdot 1.50 \quad 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 79 \cdot 1.50$$

$$N_{j,Ed} = -12,59 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$V_{j,Ed,y} = 0,17 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

$N_{j,Ed} =$	-12,59	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,z} =$	0,53	[kN]	Effort tranchant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	14,22	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	23	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	54	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	250	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	136,17	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	653,62	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	397,78	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	19,47	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	351,96	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	685,42	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	685,42	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,67$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 86,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,98$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 86,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 13,32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 40,86 \text{ [kN]}$	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 37,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 29,57 \text{ [kN]}$	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,41$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,82$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]

$V_{Rk,c,y}^0 = 29,57$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 4,67$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 14,46$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 6,70$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 12,59$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 3,78$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 13,12$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 17,17$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
--	---------------	---------	--------

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	0,90 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
--------------------	------------	------------------------------------	-------------

$\tau_{\perp} =$	0,90 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
------------------	------------	---	-------------

$\tau_{yII} =$	-0,03 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
----------------	-------------	--	-------------

$\tau_{zII} =$	0,23 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
----------------	------------	--	-------------

$\beta_W =$	0,80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
-------------	------	--	-------------

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
---	---------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
--	---------------	---------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
--	---------------	---------	--------

Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,04

Chapitre X :

Calcul des Fondations

X.1 Introduction :

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On applique la pression admissible (contrainte maximale) par une structure, sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

X.2 Définition :

La fondation par définition est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage.



Figure X.1. Exemple d'une semelle isolée avec des tiges d'encrage et des longrines

X.2-1 Calcul des fondations des poteaux

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 380,07 \text{ KN}$.
- Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 73,26 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant $M_{y, sd} = 263,15 \text{ KN.m}$.

Et : on a $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_s = 0,02 \text{ kN/cm}^2$ à une profondeur de 1m au-dessus de la nappe verte

Sous un chargement "N" et "M", l'excentricité e est définie par la relation suivante :

$$e = \frac{M}{N}$$

X.2-2 Dimensionnement de la fondation à l'ELS

X.2.2.1 Charge axiale ultime de compression :

$$\gamma_{Moy} = (\gamma_G + \gamma_M)/2 = (1.35 + 1.5)/2 = 1.425$$

$$N = N_{sd}/\gamma$$

$$N = \frac{380,07}{1.425} = 266,71 \text{ KN}$$

X.2.2.2 Moment fléchissant de service :

$$M = \frac{M_{y,sd}}{1,425} = \frac{263,15}{1.425} = 184,66 \text{ KN.m}$$

On admet 10% de N comme poids propre du bloc en béton :

$$P_P = \frac{N}{10} = \frac{266,71}{10} = 26,67 \text{ KN}$$

$$N = 263,15 + 26,67 = 289,82 \text{ KN}$$

X.2.3. L'Aire de la fondation en béton :

Aire : la charge axiale total de service / la contrainte admissible du sol

$$A_{ire} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{289,82}{200} = 1,44 \text{ m}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1.25 \times 1,44 = 1,80 \text{ m}^2$$

Calcul des dimensions de la semelle :

- **Dimensions de la platine** : $a \times b = 900\text{mm} \times 500 \text{ mm}$
- **Dimensions de la fondation** : $L \times B$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{900}{500} = 1.80$$

$$L = 1.80 \times B \quad \rightarrow B = 0.6L$$

$$P = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$S = L \times 0.6 \times L = 0.6L^2$$

$$V = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{0.6 \times L^4}{12}$$

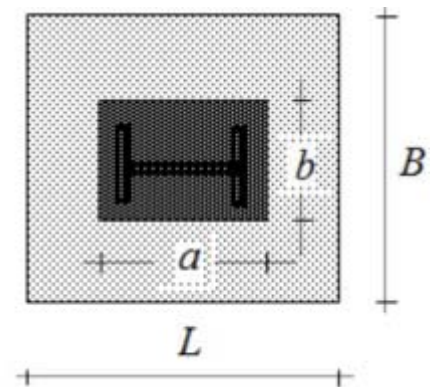


Figure X.2 : dimension de la fondation.

$$\frac{289,82}{0.6L^2} + \frac{\frac{L}{2}}{\frac{0.6 \times L^4}{12}} \leq 0.02$$

On obtient une équation de 3^{ème} degré :

$$0,02L^3 - 483,03L - 1,8466 \times 10^6 \geq 0$$

$$L \geq 469,78 \text{ cm}$$

On prend pour plus de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 470 \text{ cm}$$

$$B = 0,6 \times L = 0,6 \times 470 = 282 \approx 285 \text{ cm}$$

X.2.3.1 Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{470-90}{4} = 95 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{285-50}{4} = 58,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $h = 95 \text{ cm}$

On prend $h = 100 \text{ cm}$: valeur usuelle afin d'éviter le poinçonnement.

On admet l'enrobage de 50 mm et les armatures de HA16 (16 mm de diamètre)

$$d = 100 - 5 - 1.6/2 = 94.2 \text{ cm}$$

X.2.3.2 Effort normal a la base de la semelle :

$$N = N_{sd} + P_p$$

On a le poids propre de la semelle :

$$P_p = 2400 \times L \times B \times h = 2400 \times 4,70 \times 2,85 \times 1 = 32148 \text{ Kg} = 321,48 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 289,82 + 321,48 = 611,30 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{184,66 \times 10^2}{611,30} = 30,20 \text{ cm}$$

$$L/6 = 470/6 = 78,33 \text{ cm}$$

$$e = 30,20 \text{ cm} < L/6 = 78,33 \text{ cm}$$

→ La réparation du diagramme est trapézoïdale.

X.2.3.3 Calcul des pressions sous la fondation a L'ELU :

On a:

$$M_{sd} = 263,15 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = N_{sd} + 1,35 \times P_p = 380,07 + 1,35 \times 26,67 = 416,07$$

$$N_{sd} = 416,07 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sdy}}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6M_{sd}}{BL^2}$$

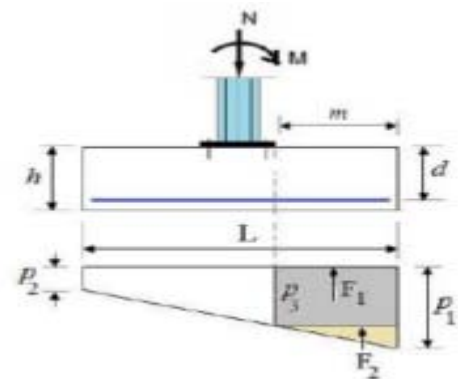
$$P_{1,2} = \frac{416,07}{285 \times 470} \pm \frac{6 \times 263,15 \times 10^2}{285 \times 470^2}$$

$$P_1 = 0,0031 + 0,0026 = 0,0057 \text{ KN/cm}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

$$P_2 = 0,0031 - 0,0026 = 0,0005 \text{ KN/m}^2 < 0,02 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

On a : $P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \frac{m+a}{L}$ avec $m = \frac{L-a}{2} = \frac{450-90}{2} = 180 \text{ cm}$

$$P_3 = 0,0005 + (0,0057 - 0,0005) \times \frac{180+90}{470} = 0,00348 \text{ KN/cm}^2$$



X.2.3.4 Calcul des armatures dans la direction du moment :

$L = 470 \text{ cm}$, $B = 285 \text{ cm}$, $m = 180 \text{ cm}$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0,00348 \times 180 \times 285 = 178,52 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,5(P_1 - P_3) \times m \times B = 0,5(0,0057 - 0,00348) \times 180 \times 285 = 36,96 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times (m/2) + F_2(2 m/3) = 178,52 \times (180/2) + 36,6(2 \times 180/3) = 20458,8 \text{ KN.Cm} = 204,88 \text{ KN.m}$$

On assume les armatures de 16mm et l'enrobage de 50mm

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{204,588 \times 10^6}{25 \times 2850 \times 942^2} = 0,0318$$

$$k = 0,0318 < 0,156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0,5 + \sqrt{0,25 - k/1,134})$$

$$Z = 942(0,5 + \sqrt{0,25 - 0,028}) = 914,84 \text{ mm} > 0,95d = 894,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}xZ} = \frac{204,588 \times 10^6}{347,8 \times 537,56} = 596,70 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa} = 347,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Acier FeE400})$$

Section minimale des armatures principales :

$$A_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \frac{2,6}{400} \times 4700 \times 942 = 7482,30 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \times 25^{\frac{2}{3}} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$A_{\min} = 7482,30 \text{ mm}^2 > A_s = 596,70 \text{ mm}^2$$

$$\frac{7482,30}{201} = 37 \text{ (Diamètre d'un HA16 = } 201 \text{ mm)}$$

$$\text{Soit } 37\text{HA16} \quad \rightarrow \quad A = 7437 \text{ mm}^2$$

La section a adopté sera 37HA16 avec espacement de 12,5cm

X.2.3.5 Calcul des armatures dans la direction transversale :

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{416,07}{470 \times 285} = 0,0031 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = (B - b)/2 = (285 - 50)/2 = 117,5 \text{ cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0,0031 \times 117,5 \times 470 = 171,20 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F \times (m/2) = 171,20 \times (117,5/2) = 10058 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} \approx 100,58 \text{ KN.m}$$

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{100,58 \times 10^6}{25 \times 2850 \times 942^2} = 0,0076$$

$$k = 0,00159 < 0,156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0,5 + \sqrt{0,25 - k/1,134})$$

$$Z = 942(0,5 + \sqrt{0,25 - 0,00159/1,134}) = 940,66 \text{ mm} > 0,95d = 894,9 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa} = 347,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}Z} = \frac{100,58 \times 10^6}{347,8 \times 894,9} = 323,15 \text{ mm}^2$$

- **Section minimale des armatures principales :**

$$A_{\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \frac{2,6}{400} \times 2850 \times 942 = 4537,14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \times 25^{\frac{2}{3}} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$NB = 4537,14/201 = 22,57 \text{ (Diamètre d'un HA16 = 201mm}^2\text{)}$$

$$\text{Soit 23HA16} \quad \rightarrow \quad A = 4623 \text{ mm}^2$$

La section a adopté sera 23HA16 avec espacement de 12cm

X.2.5 Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance d de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton arme s'il existe.

L'effort tranchant de calcul dans la section cisillée :

$$V_{sd} = \frac{(p_1 + p_3)}{2} \times (m - d) \times B$$

$$V_{sd} = \frac{0,0057 + 0,00348}{2} \times (180 - 94,2) \times 285 = 27,14 \text{ KN}$$

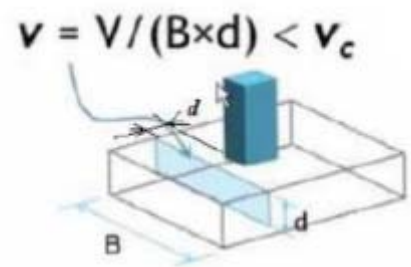
- **La contrainte de cisaillement correspondante :**

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{27,14 \times 10^3}{2850 \times 942} = 0,0101 \text{ N/mm}^2$$

- **La contrainte de cisaillement résistante :**

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k \times (100 \times p \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$\text{Avec : } k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/942} = 0,46$$



Le pourcentage d'armature dans la section :

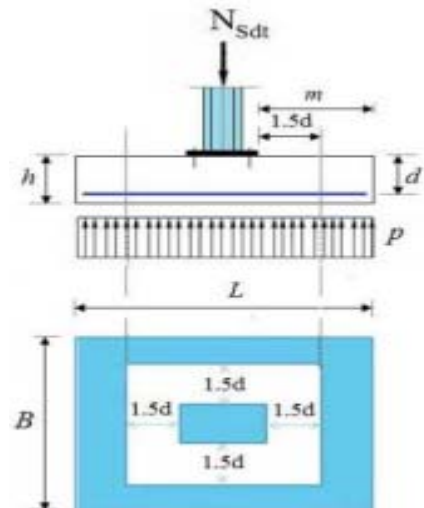
$$p = A_S / Bd = 4623 / 2850 \times 942 = 1,72 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times 0,46 \times (100 \times 1,72 \times 10^{-3} \times 25)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 0,0897 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 0,0101 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0,0897 \text{ N/mm}^2$$

Vérifiée

**X.2.6 Vérification au poinçonnement :**

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise. La section critique de poinçonnement est située à $1,5d$ de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{380,07}{285 \times 470} = 0,00283 \text{ KN/cm}^2$$

- **La surface hachurée :**

$$S = [470 \times 285 - (3 \times 94,2 + 90)(3 \times 94,2 + 50)] = 10023,24 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = P \times S = 0,00283 \times 10023,24 = 28,36 \text{ KN}$$

- **La surface cisillée :**

$$S' = \text{pèrimètre} \times d = [d \times 2(3d + a + 3d + b)]$$

$$= 0,942 \times 2(3 \times 0942 + 0,90 + 3 \times 0,942 + 0,50) = 13,28 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{28,36}{13,28} = 2,13 \text{ KN/m}^2 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$V = 2,13 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0,0897 \text{ N/mm}^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

X.3 Calcul des longrines :**X.3.1 Introduction :**

Les longrines ont pour fonction d'assurer la liaison entre les semelles de fondation. Elles travaillent principalement en traction.

Elles sont posées directement sur une couche de béton de propreté, qui sert à la fois à éviter la contamination du béton frais des longrines par le sol et à garantir un appui uniforme.

Dans certains cas, elles reposent également sur des plots en béton.

X.3.2 Dimension des longrines

Selon le RPA99 version 2003, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $b = 25 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right\}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$N = 611,30, \text{ KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré tableau suivant (RPA 99/V 2003).

	Zone		
site	I	II	III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

On a site S3 et zone IIb d'où $\alpha = 12$

$$D'où : F = \max \left\{ \frac{611,30}{12} ; 20 \text{ KN} \right\} = \max \{ 50,94 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} \} = 50,94 \approx 51$$

X.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{51 \times 10^3}{\frac{400}{1,15}} = 146,62 \text{ mm}^2 = 1,46 \text{ cm}^2$$

Selon RPA 99 le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est au *min* {20 cm ; 15 ϕl } Donc :

$$A_{min} = 0.6\% (b \times h) = \frac{0,6}{100} \times (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend A_{min} d'où on opte pour 6HA12 avec $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$(b \times h) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2,1}{400} = 3,94 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Calcul d'armature transversal :**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1 \min; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = \min \{8,57; 12; 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend $\phi t = 8$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

On a suivant RPA99

$$St \leq \min \{20 \text{ cm}; 15 \phi l\} = \min \{20 \text{ cm}; 15 \times 1,2\} \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des cadres transversaux en HA8 avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$

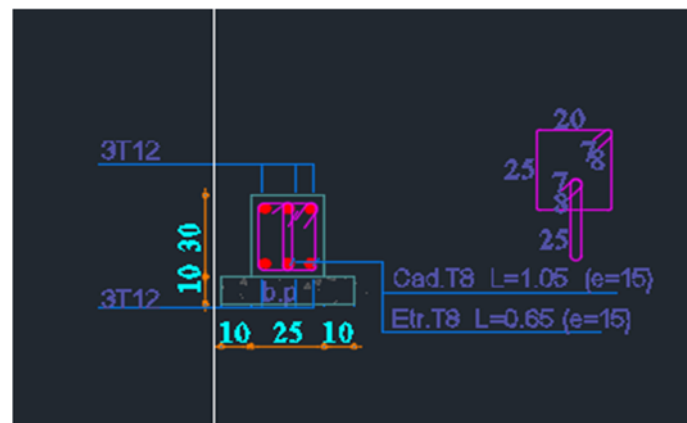


Figure X.3 : Ferrailage des longrines et leur dimension.

X.3.4 Conclusion :

Ce chapitre représente les calculs effectués pour les fondations et les dimensions qu'on a opté

- ❖ **Pour les bases des poteaux :** les dimensions de la plaque d'assise

$$h_p = 900 \text{ mm} ; b_p = 500 \text{ mm} ; A_p = 450000 \text{ mm}^2$$

- ❖ **Pour fondations :** $L = 470 \text{ cm}$; $B = 285 \text{ cm}$

Avec des armatures :

- **Dans la direction du moment**

La section adoptée sera 37HA16

- **Dans la direction transversale**

La section a adopté sera 23HA16

- ❖ Et des longrines au tour de la structure de dimension 25×30 avec 6HA12 et des cadres en 1HA8)

Et ces derniers soient posés sur un gros béton (béton de propreté) afin de protéger le béton des fondations l'heure du collage et faire repartir les charges uniformément sur le sol.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, aussi les approfondir on se base sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, afin d'obtenir un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

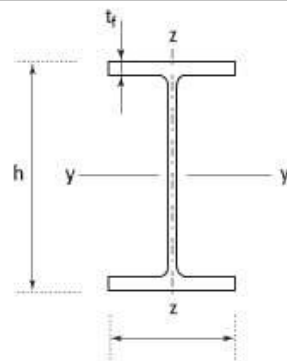
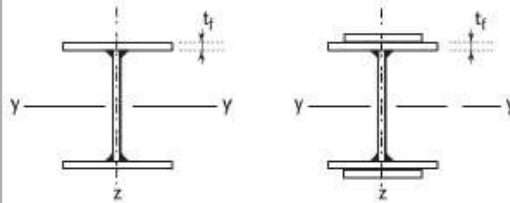

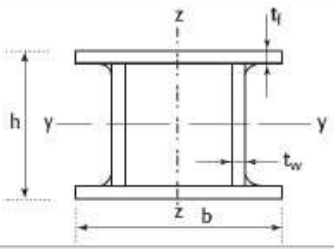
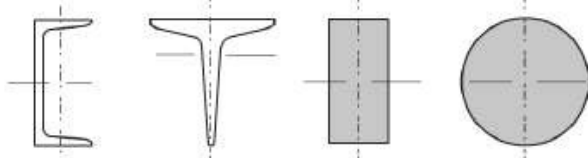
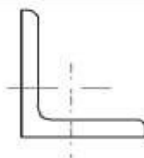
Notons qu'à la fin de cette première expérience que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort.

En résumé la structure métallique, symbole d'ingénierie, qui offre la résistance, la flexibilité et l'esthétique ; est utilisée dans des divers domaines, elle demeure une force motrice de l'ingénierie moderne, et elle converge l'utilité et l'élégance dans le domaine de la construction.

ANNEXE

ANNEXE 1

Tableau 1. Choix des courbes de flambement pour les sections transversales.
(Table 6.2, EN 1993-1-1)

Section transversale	Limites	Flamb ^t selon l'axe	Courbe de flamb ^t		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Section en I laminées 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a ₀	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sections creuses 	Finies à chaud	Quelconque	a	a ₀	
	Formées à froid	Quelconque	c	c	
Sections en caisson soudées 	En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b	
	Soud. épaisses : $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	c	
Sections en U, T et pleines 		Quelconque	c	c	
Sections en L 		Quelconque	b	b	

ANNEXE 1 (suite)

Tableau 2. Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

Tableau 3. Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

ANNEXE 2

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « a » [L. DAHMANI, 3^{ème} édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « b » [L. DAHMANI, 3^{ème} édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « c » [L. DAHMANI, 3^{ème} édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « d » [L. DAHMANI, 3^{ème} édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

ANNEXE 3

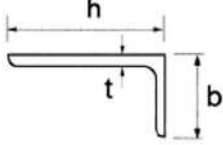
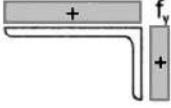
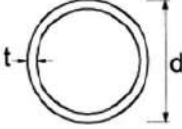
Classe des sections

Parois comprimées internes						
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée		Paroi fléchie et comprimée		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

ANNEXE 3 (Suite)

Semelles en console						
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5				
$c = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

ANNEXE 3 (Suite)

<p>Consulter également «Semelles en console» (voir feuille 2 sur 3)</p>		<p>Cornières</p> 	<p align="center">Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants</p>				
Classe	Section comprimée						
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ et $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$						
<p>Sections tubulaires</p> 							
Classe	Section fléchie et/ou comprimée						
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ NOTE : Pour $d/t > 90\varepsilon^2$, voir l'EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

ANNEXE 4

Facteurs de moments équivalents C_m (Table B.3 of EN 1993-1-1)

Les facteurs de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux

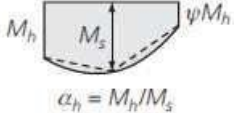
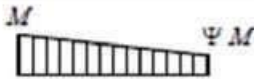
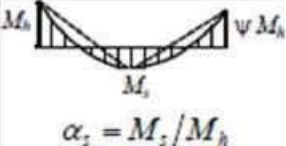
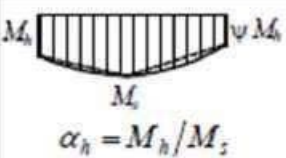
Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
			uniform loading	concentrated load
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0.90 - 0.10\alpha_h(1 + 2\psi)$

Diagram of moments	Range		C_{my} , C_{mz} and C_{mLT}	
			Uniform loading	Concentrated load
	$-1 \leq \Psi \leq 1$		$0.6 + 0.4\Psi \geq 0.4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.2 + 0.8\alpha_s \geq 0.4$	$0.2 + 0.8\alpha_s \geq 0.4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.1 - 0.8\alpha_s \geq 0.4$	$-0.8\alpha_s \geq 0.4$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.1(1 - \Psi) - 0.8\alpha_s \geq 0.4$	$0.2(-\Psi) - 0.8\alpha_s \geq 0.4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\Psi)$	$0.90 + 0.10\alpha_h(1 + 2\Psi)$

In the calculation of α_s or α_h parameters, a hogging moment should be taken as negative and a sagging moment should be taken as positive.

For members with sway buckling mode, the equivalent uniform moment factor should be taken as $C_{my} = 0.9$ or $C_{mz} = 0.9$, respectively.

Factors C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained from the diagram of bending moments between the relevant braced sections, according to the following:

Moment factor	bending axis	points braced in direction
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

ANNEXE 5

Tableau 1 : Groupes des charges et des coefficients dynamiques à considérer comme une action caractéristique de l'appareil de levage.

	Symbole	Groupes de charges										
		Etat limite ultime							Charge d'essai	Accidentelin		
		1	2	3	4	5	6	7				
1	Poids propre de l'appareil de levage	Q_C	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Masse à lever	Q_H	φ_2	φ_3	—	φ_4	φ_4	φ_4	η	—	1	1
3	Accélération de la poutre du pont	H_L, H_T	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	—	—	—	φ_5	—	—
4	Marche en crabe de la poutre du pont	H_S	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
5	Accélération ou freinage du chariot ou du palan avec chariot	H_{I3}	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
6	Vent en service	F_W	1	1	1	1	1	—	—	1	—	—
7	Charge d'essai	Q_T	—	—	—	—	—	—	—	φ_6	—	—
8	Force de tamponnement	H_B	—	—	—	—	—	—	—	—	φ_7	—
9	Force de basculement	H_{TA}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1

Tableau 2 : Coefficients dynamiques

Coefficient d'amplification dynamique	Effet pris en compte par le coefficient	Action amplifiée
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	Effet dynamique du transfert de la masse à lever du sol vers l'appareil de levage.	Masse à lever
φ_3	Effet dynamique du relâchement soudain de la charge utile — par ex : utilisation d'amants ou de grappin.	Masse à lever
φ_4	Effets dynamiques induits par le déplacement sur le chemin de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
φ_5	Effets dynamiques provoqués par les forces motrices.	Forces motrices
φ_6	Levage et déplacement de la charge d'épreuve par l'appareil de levage.	Charge d'épreuve de l'appareil de levage
φ_7	Effets élastiques (ressort) d'impact sur les tampons-amortisseurs.	Forces de tamponnement

Tableau 3 : Valeurs des coefficients dynamiques φ_i pour les charges verticales

Valeurs des coefficients dynamiques	
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 correspondent aux valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_n$ où v_n est la vitesse constante de levage [en m/s] $\varphi_{2,min}$ et β_2 voir Tableau 2.5
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ où : Δm est la partie larguée ou tombée de la masse de levage ; m est la masse de levage totale ; $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou dispositifs similaires à largage non instantané ; $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'amants ou de dispositifs similaires à largage instantané.
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées spécifiées dans l'EN 1090-2.

NOTE : Si les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées définies dans l'EN 1090-2 ne sont pas respectées, le coefficient dynamique φ_2 peut être déterminé avec le modèle donné dans l'EN 13001-2.

ANNEXE 5 (Suite)

Tableau 4 : Valeurs de β_2 et $\varphi_{2,\min}$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

NOTE Les appareils de levage sont répartis dans les classes de levage HC1 à HC4 pour tenir compte des effets dynamiques du transfert de la charge du sol à l'appareil de levage. La sélection dépend du type particulier de l'appareil de levage, voir les recommandations de l'annexe B.

Tableau 5 : Recommandations pour les classes de chargement.

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4
6	Appareils de levage d'atelier	HC2, HC3

Tableau 6 : Coefficient dynamique φ_5 .

Coefficient d'amplification φ_5	Utilisation spécifique
$\varphi_5 = 1,0$	Pour les forces centrifuges
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Pour les système dont la force change graduellement
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Lorsque les variations brutales se produisent
$\varphi_5 = 3,0$	Pour les systmes d'entrainement comportant des jeux significatifs

ANNEXE 5 (Suite)

Tableau 7 : Définition de $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_0$

Angles α_i	Valeurs minimales de α_i
$\alpha_F = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5 \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$0,75x \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
$\alpha_V = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$y \geq 0,10b \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
α_0	$\alpha_0 = 0,001$

Où :

a_{ext} est la distance longitudinale entre les dispositifs guidage extérieur ou les flasques de galets porteur sur le rail de guidage

b est la largeur de la tête du rail

x est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral)

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

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

ANNEXE 6

Tableau choix des ponts roulon selon la capacite de ce dernier suivant les RECOMMANDATION POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DE PONTS ROULANTS [C.T.I.C.M]

Groupe de Travail GTS 11

54

2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1, et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

Remarque. — L'écartement e des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de e afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants

Tableau I
2.21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Tableau II
2.22. — Charges et vitesses

Puissance N	Portée l	Vitesse			Poids		Charge sur un galet		
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	max. K	min. K	
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
15	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
20	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
30	25	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
	30	—	—	40	54	—	65	42,7	14,8

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

2.3. — Ponts roulants spéciaux

N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.

2.4. — Classement des ponts roulants

Les actions exercées par un pont roulant sur ses chemins de roulement dépendent non seulement des caractéristiques du pont roulant, mais encore de ses conditions d'utilisation et de son état de charge, c'est-à-dire du groupe auquel appartient le pont roulant.

Construction Métallique, n° 3 - 1967

Référence bibliographiques

- [1] : Fiches techniques des panneaux sandwich de la société « LOTUS METAL », Zone industrielle Msila 28000, Algérie.
- [2] : Lahlou DAHMANI, « Calcul pratique des éléments de construction métallique » 2^{ème} édition 2022, ISBN :978-9931-868-13-2.
- [3] : Lahlou DAHMANI, « Calcul des éléments de projet de construction métallique » 2^{ème} édition 2023, ISBN :978-9931-21-124-2.
- [4] : D.T.R. C 2-4.7, Règlement neige et vent « RNV 2013 ».
- [5] : D.T.R. B.C. 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM97 ».
- [6] : D.T.R. B.C. 2.48 ; Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [7] : D.T.R. B.C. 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [8] : EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- [9] : EUROCODE 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- [10] : RECOMMANDATION POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DE PONTS ROULANTS [C.T.I.C.M]