

Université Abderrahmane Mira-
Bejaia Faculté science technologie
Département génie civil



Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURE

Thème

Étude d'une unité de fabrication motocycle en R+4 avec entre sole avec mezzanine en construction métallique

Réalisé par :

-BRAHMI Mounir
-DJAMAA Houssem

Encadré par :

-Mr.BANOUNE.B

Devant le jury composé de :

-Mr. KERNOU.N
-Mr.BENYASSED.D

Année universitaire :2024/2025

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous adressons notre gratitude à Dieu, pour la force, la patience et le courage qu'Il nous a accordés tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à Monsieur BANOUNE Brahim, notre encadrant, pour son accompagnement, ses conseils avisés et sa disponibilité tout au long de ce projet. Sa rigueur et son soutien ont été déterminants dans l'aboutissement de ce travail.
Nous adressons nos plus sincères remerciements aux membres du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce travail et pour l'attention qu'ils lui ont portée.

Enfin, nous remercions l'ensemble de nos enseignants pour la qualité de leur enseignement et l'encadrement qu'ils nous ont offerts tout au long de notre parcours universitaire.



DÉDICACE

Je dédie ce travail à ma famille, dont le soutien inébranlable, l'amour constant et les encouragements m'ont porté tout au long de ce parcours. Merci à mes parents pour leurs sacrifices et leur foi en moi, et à mes frère et sœurs pour leur patience et leur inspiration. À mes amis, qui ont su être présents dans les moments de doute comme dans les instants de joie, je vous remercie pour vos conseils et votre amitié sincère. Ce projet est aussi le fruit de votre présence bienveillante.

Mounir

Je tiens à dédier ce projet à ma chère famille, dont l'amour et le soutien indéfectible m'ont accompagné à chaque étape. Merci à mes parents pour leur confiance et leurs encouragements constants. À mes amis proches, merci pour vos mots rassurants dans les moments difficiles. Cette réussite est aussi la vôtre.

Houssem



TABLE DES MATIÈRES

Introduction Générale :	1
Chapitre I	
I.1Introduction	2
I.2 Présentation du projet	2
I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	2
I.4 Caractéristiques structurale	4
I.5 Règlements utilisent.....	5
I.6 Régularité de la structure	5
I.7 Actions et combinaisons d'actions	6
I.8 Limite des fléchés et des déplacements	7
I.9 Matériaux utilisés	7
I.10 Données du site.....	10
Chapitre II	
II.1 Introduction :.....	11
II.2 Etude de la neige :	11
II.2.1 Charge de la neige sur la toiture	11
II.2.2 Coefficient de forme de la toiture μ	11
II.2.3 Charge de la neige sur le sol S_k	11
II.3 Etude du vent :	12
II.3.1 Calcul de la pression du vent dans la direction V1 :.....	14
II.3.2 Calcul de la pression du vent dans la direction V2 :.....	23
II.3.3 Calcul de la pression du vent dans la direction V3 :.....	24
II.3.4 Calcul de la pression du vent dans la direction V4 :.....	25
Chapitre III	
III.1 Introduction :	27
III.2 Etude des pannes :	27
III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :.....	28
III.2.2 Décomposition des charges :	30
III.2.3 Les combinaisons d'actions :	31
III.2.4 Pré dimensionnement des pannes :	32
III.2.5 Vérification des pannes :.....	34
III.2.6 Calcul des liernes dans les pannes :	38
III.2.7 Calcul de l'échantignole :.....	39
III.3 Etude des escaliers :	41
III.3.1 définitions :	42
III.3.2 Pré dimensionnement de l'escalier :.....	42

III.3.3 Evaluation de charge :	43
III.3.4 Pré dimensionnement de la cornière du support :	43
III.3.5 étude de limon :	46
III.3.6 la poutre palière :	48
III.4 Pré dimensionnement des traverses :	50
III.4.1 Evaluation des charges :	50
III.4.2 Le Pré dimensionnement :	51
III.4.3 Les combinaisons d'action :	51
III.4.4 Vérification de la résistance :	51
III.5Pré dimensionnement des poteaux :	52
III.5.1 Vérification de la condition de résistance (ELU) :	54
III.5.2 Vérification du flambement :	55
III.6 Pré dimensionnement de contreventement :	56
III.6.1 Introduction :	56
III.6.2 Rôles des contreventements :	56
III.6.3 calculs de la poutre au vent :	57
III.6.4 Calcul de la poutre sablière :	64
III.6.5 Etude de contreventement vertical :	67
III.7 Conclusion :	69

Chapitre IV

IV.1 Introduction	70
IV.2 Etude du plancher collaborant :	70
IV.3 Caractéristique des éléments constructifs :	71
IV.4 Vérification des solives en phase de construction :	71
IV.4.1 Les combinaisons de charge	72
IV.4.2 Condition de la flèche :	72
IV.4.3 Vérification à la résistance :	72
IV.5 Vérification des solives en phase finale	73
IV.5.1 Les combinaisons de charge	73
IV.5.2 Vérification de la résistance :	74
IV.6 Position de l'axe neutre plastique :	74
IV.6.2 Calcul les contraintes de flexion :	77
IV.6.3 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :	78
IV.6.4 Vérification des contraintes finales :	79
IV.7 Calcul des goujons connecteurs :	80
IV.7.1 Effort de cisaillement	81
IV.7.2 Nombre de goujons :	82
IV.7.3 Espacement :	82
IV.7.4 Vérification des soudures :	82

IV.8 Etude de la poutre principale :	83
IV.8.1 Caractéristique du plancher	83
IV.8.2 Phase de construction :	83
IV.8.3 Phase finale :	85
IV.9 Poutres secondaire	93
IV.9.1 Poutre secondaire (plancher courant)	93
IV.9.2 Vérification de la flèche :	93
IV.9.3 Vérification de la résistance :	94
IV.9.4 Vérification au cisaillement :	94
IV.9.5 Vérification au cisaillement :	95

Chapitre V

V.1 Introduction :	96
V.2 Modélisation :	96
V.2.1 Présentation du logiciel ROBOT :	96
V.3 Choix de la méthode de calcul :	96
V.4 Vérification de la structure :	102
V.4.1 Pourcentage de participation de masse :	102
V.4.2 Vérification de la résultante de la force sismique à la base :	103
V.4.3 Vérification des déplacements :	103
V.4.4 Vérification de l'effet de deuxième ordre (P-Δ) :	105

Chapitre VI

VI.1 Introduction	106
VI.2 Vérification des poteaux :	106
VI.2.1 Classe de la section :	106
VI.2.2 Vérification à la résistance :	107
VI.2.3 Vérification à l'instabilité :	107
VI.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :	111
VI.3.1 Vérification à la traction :	111
VI.4 Vérification des diagonales de la poutre au vent :	112
VI.4.1 Vérification à la traction :	112
VI.5 Vérification des traverses :	113
VI.5.1 Classe de la section :	113
VI.5.2 Vérification à la résistance :	114
VI.5.3 Vérification à l'instabilité :	114

Chapitre VII

VII.1 Assemblage Poteau-Traverse :	117
VII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :	117
VII.1.2 Distribution de l'effort tranchant :	118

VII.1.3 Pré dimensionnement des boulons :	118
VII.1.4 Vérification de la disposition géométrique :	118
VII.1.5 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :	118
VII.1.6 Vérification l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :	119
VII.1.7 Vérification au poinçonnement :	119
VII.2 Assemblage Platine-Traverse :	120
VII.3 Assemblage Traverse-Traverse :	121
VII.3.1 Efforts de calcul :	121
VII.3.2 Entraxe des boulons :	122
VII.3.3 Détermination des efforts dans les boulons :	122
VII.3.4 Vérification des boulons :	122
VII.3.5 Vérification au moment résistant :	123
VII.3.6 Vérification la Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :	123
VII.3.7 Vérification au poinçonnement :	123
VII.3.8 Vérification à la pression diamétrale :	124
VII.4 Assemblage poteau-poutre principale :	125
VII.4.1 Les efforts sollicitant :	125
VII.4.2 Dimensionnement de la soudure (platine-poutre) :	125
VII.4.3 Dimensionnement des boulons :	126
VII.4.4 Vérification à la traction :	126
VII.4.5 Résistance au glissement :	126
VII.4.6 Disposition des boulons :	127
VII.4.7 Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :	128
VII.4.8 Vérification de poinçonnement :	128
VII.5 Assemblage poutre principale-solive :	129
VII.5.1 Les efforts sollicitant :	129
VII.5.2 Dimensionnement des boulons :	129
VII.5.3 Disposition des boulons :	130
VII.5.4 La pression diamétrale :	131
VII.6 Assemblage des contreventements :	131
VII.6.1 Assemblage Gousset-Nœuds de portique :	131
VII.6.2 Assemblage Gousset-Diagonale :	133
VII.7 Assemblage poteau-poteau (HEB400-HEB600) :	135
VII.8 Calcul des pieds de poteaux :	137

Chapitre VIII

VIII.1 Introduction :	141
VIII.2 Choix de type de fondations :	141
VIII.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :	142
VIII.2.2 Vérification des semelles isolées :	142

VIII.2.3 Vérification des semelles filantes :	142
VIII.3 Calcul des fondations :	143
VIII.3.1 radier générale :	143
VIII.3.2 Calcul de la surface de radier :	143
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :	143
VIII.3.4 Vérifications :	145
VIII.3.5 Ferraillage du radier :	147
VIII.3.6 Calcul des nervures :	152
Conclusion générale.....	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
Chapitre I		
Tableau (I-1)	Les valeurs nominales de f_y et de f_u	8
Chapitre II		
Tableau II.1	paramètres de la catégorie du terrain II	15
Tableau II.2	Zones de C_{pe} pour l'entre sol direction V1 du vent	18
Tableau II.3	Pression du vent sur l'entre sol dans le sens V1 du vent.	20
Tableau II.4	Zones de C_{pe} pour la toiture direction V1 du vent	21
Tableau II.5	Pression du vent sur la toiture dans le sens V1.	22
Tableau II.6	La pression de vent dans la direction V2	24
Tableau II.7	La pression de vent dans la direction V3	25
Tableau II.8	La pression de vent dans la direction V4	26
Chapitre III		
Tableau III.1	Les différentes combinaisons d'action	31
Tableau III.2	résultat des combinaisons a l'ELU	31
Tableau III.3	résultat des combinaisons a l'ELS	32
Tableau III.4	résultat des combinaisons a l'ELU	33
Tableau III.5	résultat des combinaisons a l'ELS	33
Tableau III.6	Evaluation des charges sur les poteaux de l'étage courant	54
Tableau III.7	Evaluation des charges sur le poteau du 4 ^{eme} étage	54
Tableau III.8	pré dimensionnement des poteaux	56
Tableau III.9	Les valeurs des forces horizontales	59
Tableau III.10	Sollicitation et coefficient de calcul pour un HEB160	64
Chapitre IV		
Tableau IV.1	Caractéristique d'IPE100	72
Tableau IV.2	Caractéristique du connecteur M18 de classe 4.6	80
Chapitre V		
Tableau V.1	Valeurs du facteur de qualité	99
Figure V.2	Pourcentage de participation massique	102
Tableau V.3	Vérification de la résultante de la force sismique à la base	103
Tableau V.4	Déplacement selon le sens X-X	104
Tableau V.5	Déplacement selon le sens Y-Y	104
Tableau V.6	Vérification des effets $P - \Delta$	105
Chapitre VI		
Tableau VI.1	Sollicitation dans le poteau le plus sollicité	106
Tableau VI.2	Vérification des poteaux par ROBOT	110
Chapitre VII		
Tableau VII.1	résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons	118
Tableau VII.2	résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons	122

Tableau VII.3	résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons	126
Chapitre VIII		
Tableau VIII.1	sollicitations sur la semelle filante	143
Tableau VIII.2	Le ferraillage du panneau le plus sollicité.	150
Tableau VIII.3	Vérification des contraintes dans le béton	151
Tableau VIII.4	Vérification des contraintes dans l'acier.	151
Tableau VIII.5	Choix du ferraillage et vérifications des contraintes	152
Tableau VIII.6	Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens X-X	153
Tableau VIII.7	Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens Y-Y	154
Tableau VIII.8	Résumé des résultats de ferraillage sens X-X.	155
Tableau VIII.9	Résumé des résultats de ferraillage sens Y-Y.	155
Tableau VIII.10	Vérification des contraintes dans le béton	156
Tableau VIII.11	Vérification des contraintes dans l'acier.	157
Tableau VIII.12	Choix du ferraillage et vérifications des contraintes	157

LISTE DES FIGURES

Figure	Titre des figures	Page
Chapitre I		
Figure I-1	vue sur maps de projet étudié	2
Figure I-2	vue en plan de RDC	3
Figure I-3	façade principale	3
Figure I-4	Plancher mixte à dalle collaborant	4
Figure I-5	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	9
Chapitre II		
Figure II.1	Les directions du vent	12
Figure II . 2	façade principale	13
Figure II . 3	façade postérieure	13
Figure II.4	façade latérale	13
Figure II. 5	vue en plan toiture	14
Figure II.6	hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique	15
Figure II.7	Légende pour les parois verticales	17
Figure II.8	Zone de C_{pe} pour les parois verticales (direction V1)	18
Figure II.9	coefficient de pression intérieure C_{pi}	20
Figure II.10	la répartition des zones du vent sur la toiture plate	21
Figure II.11	Répartition de la pression dynamique (Sens V1)	23
Chapitre III		
Figure III-1	Disposition des pannes	28
Figure III-2	Fiche technique du panneau sandwich	28
Figure III-3	Schéma statique des pannes sous charges permanentes	29
Figure III-4	Schéma statique de la poutre équivalent	29
Figure III-5	Schéma statique de la panne sous la surcharge du vent	30
Figure III-6	Schéma statique de la panne sous la surcharge de neige	30
Figure III-7	Schéma statique sur les deux plans YY et ZZ	34
Figure III.8	La disposition des liernes sur les pannes	38
Figure III-9	Schéma statique de l'échantignole	40
Figure III.10	La coupe de l'échantignole	41
Figure III.11	Vue en plan de l'escalier	41
Figure III-12	Schéma statique de l'escalier	43
Figure III.13	Disposition des cornières	43
Figure III.14	Schéma statique d'une cornière	44
Figure III.15	Schéma statique du limon	46
Figure III.16	Schéma statique de la charge équivalente revenant au limon	47
Figure III-17	La vue en plan du poteau le plus sollicité	53
Figure III-18	Surface afférente du poteau le plus sollicité	53
Figure III-19	Vue en plan de la poutre au vent	57
Figure III-20	Schéma statique de la poutre au vent	58
Figure III.21	Les surfaces d'application des efforts horizontaux	59
Figure III-22	Schéma statique d'une partie de la poutre au vent	60
Figure III.23	Schéma des efforts sur les montants	61
Figure III.24	Schéma statique de la poutre sablière	64

Figure III.25	Schéma statique de la palée de stabilité	68
Chapitre IV		
Figure.IV.1	Les composants du plancher mixte	70
Figure.IV.2	Disposition des solives.	71
Figure IV.3	Largueur efficace de la dalle	74
Figure IV.4	Position de l'axe neutre (Δ)	76
Figure IV.5	Diagramme des contraintes de flexion simple	78
Figure IV.6	Diagramme des contraintes finales	80
Figure IV.7	caractéristique de connecteur	80
Figure IV.8	Schéma statique de la poutre maîtresse	83
Figure IV.9	Position de l'axe neutre (Δ)	89
Figure IV.10	Diagramme des contraintes de flexion simple	91
Figure IV.11	Diagramme des contraintes finales	92
Figure IV.12	Poutre secondaire uniformément	93
Chapitre V		
Figure V.1	Spectre de repense	100
Figure V.2	Spectre de repense selon Y	100
Figure V.3	Translation suivant X (mode 2)	101
Figure V.4	Translation suivant Y (mode 1)	101
Figure V.5	Torsion (mode 3)	101
Chapitre VI		
Figure VI.1	Diagramme du poteau le plus sollicité	106
Figure VI.2	Vérification de poteau du entre sol	109
Figure VI-3	Poteau HEB600 vérifié	110
Figure VI.4	La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicitée	111
Figure VI.5	Diagramme du barre la plus sollicitée	111
Figure VI.6	La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée	112
Figure VI.7	Diagramme du barre la plus sollicitée	112
Figure VI.8	La travers la plus sollicitée	113
Figure VI.9	Diagramme du traverse la plus sollicitée	113
Figure VI.10	note de calcul de la traverse IPE330	116
Figure VI.11	Profilé IPE450 avec des jarret vérifié	116
Chapitre VII		
Figure VII-1	Représentation de l'assemblage poteau-traverse	117
Figure VII-2	Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse	121
Figure VII-3	Assemblage Poteau-Poutre en 3D	125
Figure VII-4	Disposition d'assemblage poteau poutre	127
Figure VII-5	Assemblage poteau poutre	129
Figure VII-6	Disposition d'assemblage poutre solive	130
Figure VII-7	Représentation de l'assemblage Gousset-Nœuds de portique	132
Figure VII-8	assemblage des diagonales sur gousset.	133
Figure VII.9	Assemblage poteau-poteau (HEB400- HEB600)	135
Figure VII.10	Assemblage poteau-poteau (HEB400- HEB600)	137
Figure VII.11	Diagramme du moment et de l'effort tranchant a la base	138
Figure VII.12	La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages	138
Figure VII.13	Distribution des contraintes sous la platine	139
Figure VII.14	Pied de poteau encastré	140

Chapitre VIII		
Figure VIII.1	Distribution des contraintes sous le radier	146
Figure VIII.2	Schéma de ferraillage du radier	152
Figure VIII.3	Section à ferrailler.	154
Figure VIII.4	Schéma de ferraillage des nervures dans le sens X-X.	158
Figure VIII.5	Schéma de ferraillage des nervures dans le sens Y-Y.	158

NOTATION

G : Chargement permanente, poids propre

Q : Charge d'exploitation, entretien

N : Charge de la neige

W : Charge de vent

T : Effet de température

E : Action sismique

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Facteur de gauchissement d'une section

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

a : Gorge d'un cordon de soudure

d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons

N_R : Effort normal résistant

N_{pl} : Effort normal plastique

V_{pl} : Effort tranchant plastique

M_{pl} : Moment fléchissant de plastification

F_P : Force de serrage

f : Flèche d'un élément

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier

E : Module de Young

σ : Contrainte normale

β_w : Facteur de corrélation

β_m : Facteur de moment uniforme équivalent

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

λ : Elancement réduit

λ_{lt} : Elancement réduit pour le déversement

λ_{cr} : Elancement Critique

u : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact

χ : Coefficient de réduction de flambement

α : Angle d'inclinaison

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement

γ : Coefficient de sécurité

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

i : Rayon de giration

l_k : Longueur de flambement d'un élément

t : Epaisseur d'une pièce

t_f : Epaisseur de la semelle d'un profilé

t_w : Epaisseur de l'âme d'un profilé

\emptyset : Diamètre d'une section

R : Coefficient de comportement de la structure

M_v : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant

W_v : Module de résistance plastique de l'aire de cisaillement Av

INTRODUCTION

Introduction Générale :

Parmi les différentes techniques de construction, la construction métallique a connu un développement significatif, touchant divers secteurs, notamment l'industrie et le secteur public. Cette évolution est principalement due aux avantages en termes de confort et de sécurité qu'offre ce type de construction.

La construction métallique se concentre sur la conception d'ouvrages en métal, principalement en acier, un domaine clé pour l'utilisation des produits laminés issus de la forge. Comparée à la construction en béton, l'acier présente de nombreux atouts, tels que ses propriétés mécaniques qui permettent de réaliser de grandes portées, offrant ainsi de vastes espaces libres et une résistance accrue aux tremblements de terre. De plus, sa rapidité d'exécution et de montage, ainsi que la possibilité de modifier la structure de manière flexible, sont des caractéristiques majeures.

D'un point de vue environnemental, un facteur essentiel dans une approche de développement durable, l'acier est privilégié en raison de sa recyclabilité totale.

La construction métallique peut être utilisée pour des projets de toutes tailles, allant des bâtiments commerciaux aux complexes industriels, en passant par des ponts, des tours de transmission, des toitures et des charpentes de stades. Grâce à sa robustesse et à sa longévité, elle représente également une option écologique, car elle peut être recyclée à la fin de sa vie utile.

Dans ce contexte, notre travail porte sur l'étude et le dimensionnement d'un hangar de stockage des pièces détachées motos et motocycles en R+4 avec entre-sol avec Mezzanine en charpente métallique avec toiture à deux versants, implantée à Bejaia. L'étude de ce projet se déroulera dans le strict respect des réglementations et recommandations en vigueur, à savoir : RPA 99/2003, DTR RNV 2013, CCM97, et DTR Charge et surcharge. Pour cela, nous suivrons les démarches détaillées dans le plan de travail suivant :

Chapitre I : Généralités

Chapitre II : Étude Climatique

Chapitre III : Dimensionnement et étude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude des planchers collaborant

Chapitre V : Étude Sismique

Chapitre VI : Vérification des éléments

Chapitre VII : Calcul des assemblages

Chapitre VIII : Étude De L'infrastructure

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I.1Introduction

Ce mémoire a pour objectif d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre formation à l'Université de Bejaïa, à travers l'étude d'un projet concret. Ce projet consiste à analyser les différents éléments d'une ossature métallique, en tenant compte des normes et de la réglementation en vigueur. L'objectif principal est d'assurer la stabilité globale de la structure, en étudiant la résistance et la capacité des composants à répondre aux exigences techniques et de sécurité.

I.2 Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier un hangar de stockage des pièces détaché motos et motocycle en R+4 avec entre sol avec Mezzanine en charpente métallique avec toiture à versants multiples. L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (Poteaux, Poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier). Le projet est implanté dans la wilaya de Bejaïa plus exactement à oued Ghir, est classé selon le RPA comme étant une zone de moyenne sismicité II a.



Figure I -1 : vue sur MAPS de projet étudié

I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

D'après les plans d'architecture, les dimensions de la structure représentée par le tableau suivant :

Hauteur totale du la structure	$H_t = 28,4 \text{ m}$
Longueur totale	$l_t = 48,5 \text{ m}$
Largeur totale	$L_t = 46,61 \text{ m}$
Hauteur du rez-de-chaussée	$H_{RDC} = 6,08 \text{ m}$
Hauteur des étages	$H_{etage} = 4 \text{ m}$
Hauteur d'entre sol	$H_{es} = 5,12 \text{ m}$
Surface totale de la structure	$S_t = 1896,64 \text{ m}^2$
Hauteur de versant	$H_v = 1,2 \text{ m}$
La pente de versant	$\alpha = 3,25^\circ$



Figure (I-2) : vue en plan de RDC

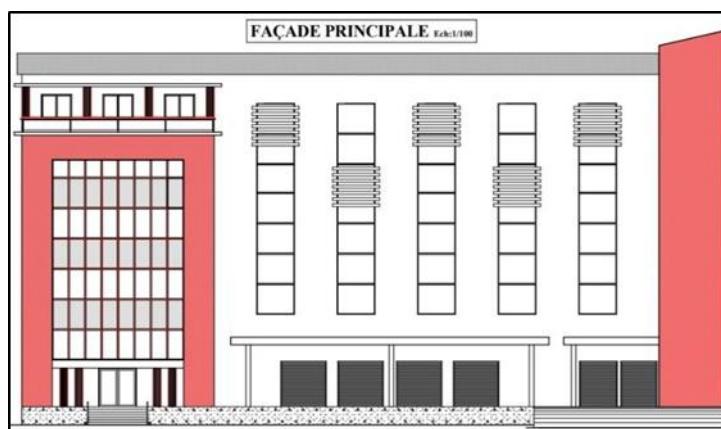


Figure (I-3) : façade principale

I.4 Caractéristiques structurale

a. Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques contreventés par des palées de stabilités en X (Croix Saint André).

b. Planchers

Sont des planchers mixtes acier-béton avec dalle collaborant dont les composantes sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 10 cm.
- Tôle nervurée de type Cofrastra d'épaisseur 4 cm.
- Poutres de section en I (Soline) : IPE ou IPN.
- Connecteur de cisaillement de type : goujons.

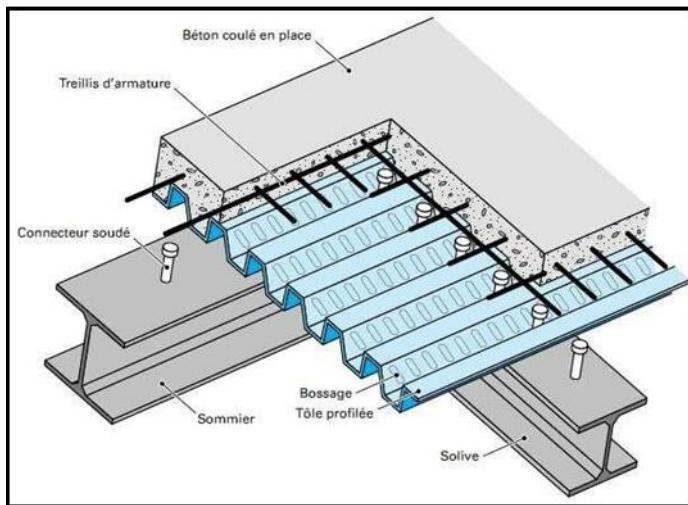


Figure (I-4) : Plancher mixte à dalle collaborant

c. Escaliers

Sont des éléments non structuraux qui permettent de se déplacer entre les deux niveaux de la structure, ils sont en charpente métallique et les marches en tôle.

d. Terrasse

Terrasse inaccessible sauf pour entretien.

e. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, permet de transporter des personnes et des chargements vers différents étages de la structure étudiée.

f. Remplissage

Les murs de remplissage extérieur sont en panneaux sandwich et les murs de séparation intérieure sont en double cloison en brique.

g. Toiture

La toiture est en charpente métallique à versants multiples. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwich reposant sur des pannes.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

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

I.5 Règlements utilisent

- RPA 99/2003 (Règles Parasismique Algériennes RPA).
- DTR BC-2.44 (Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM97).
- DTR C 2-4.7 (Règlement neige et vent RNV99/2013).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitations).
- BAEL 91-CBA 93 (Béton Armé aux Etats Limites).
- Eurocode 03 (Calcul des structures en acier).
- Eurocode 04 (Calcul des structures mixtes acier-béton).

I.6 Régularité de la structure

Selon les Règles Parasismique Algériennes : RPA99/2003. (Article 3.5.1), chaque bâtiment doit être classe selon sa configuration en plan et en élévation en régulier ou non.

a. Régularité en plan

Selon l'article (3.5.1.a) du RPA, les conditions sont respectées donc le bâtiment est classé régulier en plan. Ceci sera détaillé dans le chapitre étude dynamique.

b. Régularité en élévation

Selon l'article (3.5.1.b) du RPA, les conditions sont respectées donc le bâtiment est classé régulier en élévation. Ce point sera aussi détaillé dans le chapitre étude dynamique.

I.7 Actions et combinaisons d'actions

1. Actions

- Actions permanentes Gi

Poids propre des éléments de la construction.

Poids propre des équipements fixes.

- Actions variables Qi

Charges d'exploitation.

Charges appliquées en cours d'exécutions.

- Actions climatiques W, S

Vent (W).

Neige (S).

- Action accidentelles Ei.

Séisme.

2. Combinaisons d'actions

a. Situations durable

ELU : Pour les structures bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot Q_{K \max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1.35 \cdot \sum_i Q_{K,i}$$

Ou :

G_{kj} : Valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{ki} : Valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{G,j} = 1.35$ Si l'action agit défavorablement.

$\gamma_{G,j} = 1$ Si l'action agit favorablement.

ELS : Pour les structures bâtiment, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{K,j} + Q_{K \max}$$

-Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 1.5 \sum_{i>1} Q_{K,i}$$

b. Situation accidentelle

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

$$G + Q \mp E$$

$$0.8G \mp E$$

I.8 Limite des fléchés et des déplacements

1. Flèches verticales

Les valeurs limite recommandées pour les flèches verticales sont données dans le tableau (4.1) du CCM97 comme suit :

$$\text{Plancher terrasse : } f_{ad} = \frac{1}{250} .$$

$$\text{Plancher courant : } f_{ad} = \frac{1}{250} .$$

2. Flèches horizontales

On a un bâtiment à étage donc la flèche est :

$$\text{Pour entre niveau : } \frac{h}{250} \text{ avec } h \text{ c'est la hauteur d'étage.}$$

$$\text{Pour toute la structure : } \frac{h_0}{420} \text{ avec } h_0 \text{ est la hauteur totale.}$$

I.9 Matériaux utilisés

1. L'acier

L'acier est un matériau issu de matières premières naturelles et il est constitué principalement de fer et de carbone (dont la teneur en carbone ne dépasse pas 1%).

a. Résistance

La nuance d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 03. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$.

Nuance d'acier	Épaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
fe 360	235	360	215	340
fe 430	275	430	255	410
fe 510	355	510	355	490

Tableau (I-1) : Les valeurs nominales de f_y et de f_u

b. Ductilité

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à 15%

L'allongement à la rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

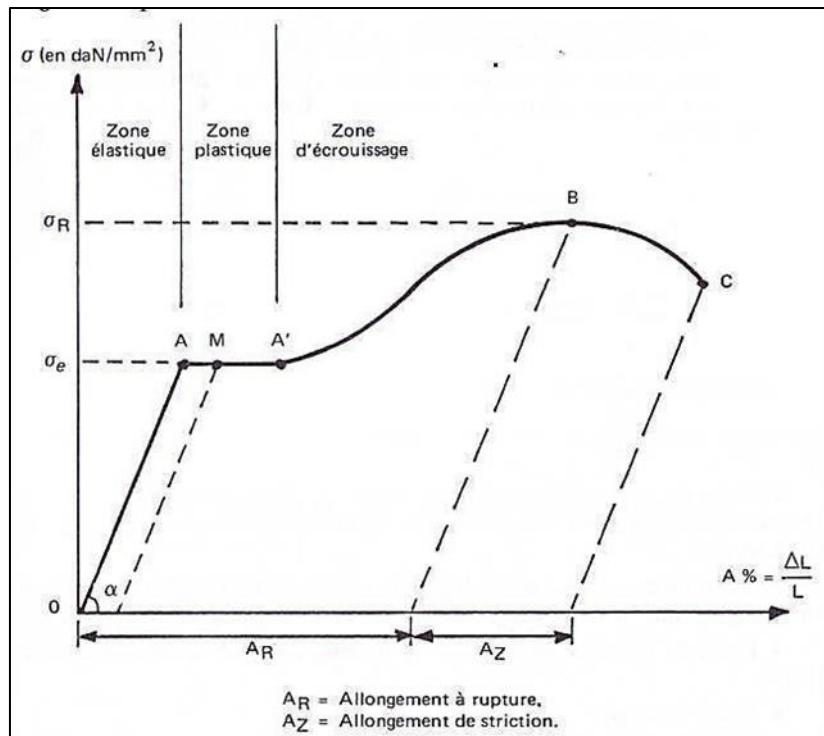


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

c. Caractéristiques mécanique de l'acier

Les caractéristiques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$

d. Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le boulonnage : Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.
- Le soudage : Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cor-don de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

2. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu forme une pâte qui durcit rapidement.

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ Les propriétés du béton sont :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Densité volumique : $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\theta = 10^{-4}$ par °C.
- la classe du béton est C25/30.

I.10 Données du site

D'après le rapport de sol fourni le site est classé comme étant un site meuble (S3) en profondeur et la contrainte admissible est : $\sigma_{\text{adm}} = 1,78 \text{ bars}$.

Selon DTR C 2-4.7 (Règlement neige et vent RNV99/2013) : Zone de neige : A Zone de vent : I.

CHAPITRE II
ÉTUDE CLIMATIQUE

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, l'objectif principal est de déterminer les différentes sollicitations climatiques résultant des charges de vent et de neige qui affectent l'ensemble l'ouvrage. Cette étude sera menée conformément au **Règlement Neige et Vent version 2013**, qui fournit les directives et les méthodologies nécessaires pour évaluer ces charges climatiques et leur impact sur les structures.

II.2 Etude de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture génère une surcharge statique qu'il convient de considérer dans le dimensionnement de la structure.

II.2.1 Charge de la neige sur la toiture

Selon le RNV99/2013, la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation par la formule suivante :

$$S = \mu \times Sk$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en kN/m²

Sk : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en kN/m²

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de la toiture.

II.2.2 Coefficient de forme de la toiture **μ**

Il est en fonction de la forme de la toiture (Tableau I, §6.2.2.2, du RNV2013)

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

II.2.3 Charge de la neige sur le sol **Sk**

La construction à étudier est implantée à Bejaia qui appartient à la zone de neige (A), d'où :

$$Sk = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \quad (\text{RNV2013 page 21})$$

Avec H est l'altitude par rapport au niveau de la mer du site d'implantation en (m), qui égale à 17,5 m

$$\text{AN : } Sk = \frac{0,07 \times 17,5 + 15}{100} = 0,1623 \text{ kN/m}^2$$

$$Sk = 16.23 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 0.8 \times 16.23 = 12,98 \text{ daN/m}^2$$

II.3 Etude du vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est effectivement un facteur clé pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Une étude approfondie de cet effet est essentielle pour dimensionner correctement la structure et éviter tout risque lié aux charges dynamiques dues aux conditions météorologiques. Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent (version 2013).

⇒ Notre structure n'est pas symétrique donc il faut calculer la pression de vent dans quatre directions



Figure II.1 : Les directions du vent

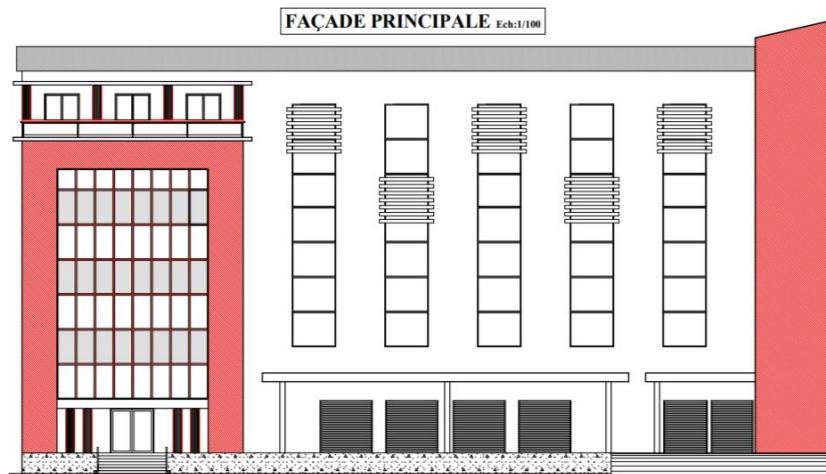


Figure II . 2 : façade principale



Figure II . 3 : façade postérieure

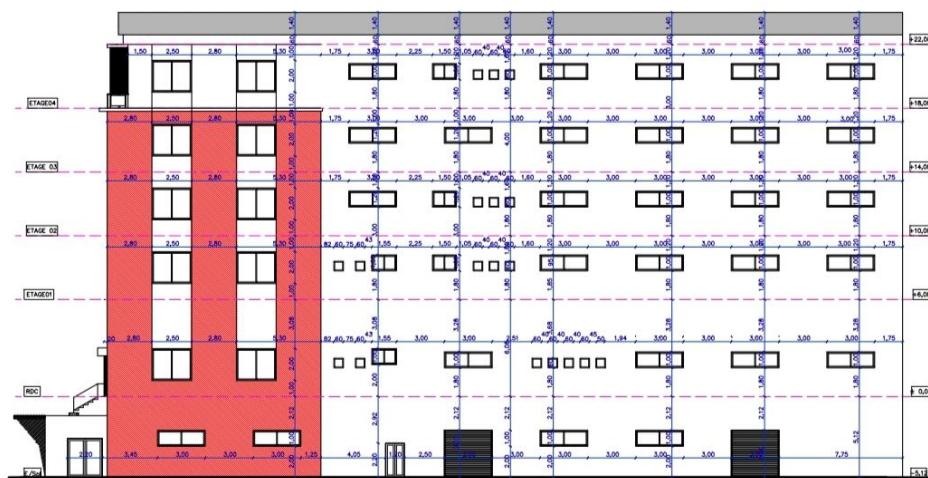


Figure II.4 : façade latérale

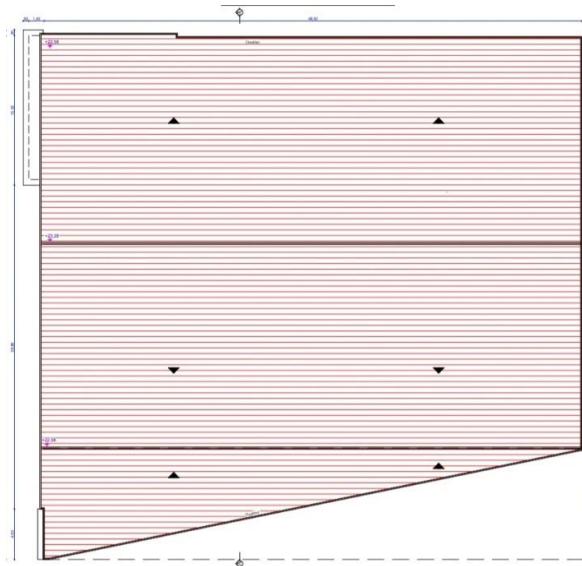


Figure II. 5 : vue en plan toiture

II.3.1 Calcul de la pression du vent dans la direction V1 :

Dans ce sens, le vent sera perpendiculaire sur la dimension ($b=48,5\text{m}$). La pression du vent doit être calculée selon les dimensions suivantes :

a) La paroi vertical étage :

$b = 48,5\text{ m}$, $d = 46,6\text{ m}$, $Z = 27,2\text{ m}$

b) La toiture :

$b = 48,5\text{ m}$, $d = 36,8\text{ m}$, $Z = 28,4\text{ m}$

II.3.1.1 La pression du vent sur la paroi vertical :

a) La géométrie :

$b = 48,5\text{ m}$, $d = 46,6\text{ m}$, $Z = 27,2\text{ m}$

b) Les données :

La construction est implantée à Bejaïa : **zone de vent I**

$q_{\text{réf}} = 375\text{ N/m}^2$ (cf. Chapitre 2 § 2.3.1)

c) La catégorie de terrain :

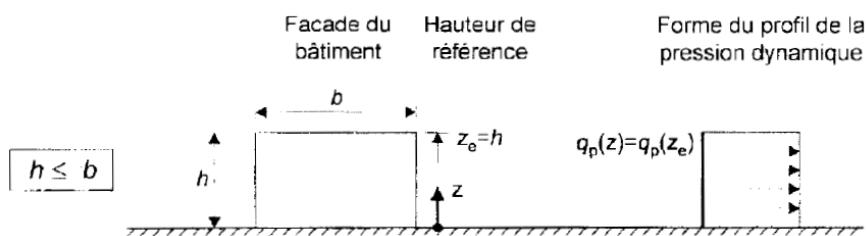
Le site d'implantation est un site plat en zone classé dans la catégorie **II** (cf. Chapitre 2 § 2.4.3).

Les paramètres (K_T , Z_0 , Z_{min} , ε) sont donnés en fonction de la catégorie de terrain dans le tableau suivant :

Catégorie de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
II Zone à végétation basse telle que l'herbe avec ou non quelque obstacle isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52

Tableau II.1 : paramètres de la catégorie du terrain II

II.3.1.1.1 Les paramètres de calcul :

a) Hauteur de référence Z_e : (cf. Chapitre 2 § 2.3.2)Figure II.6 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

La hauteur de référence est : $H = 28,4 \text{ m}$.

On a : $H = 28,4 \text{ m} < b = 48,5 \text{ m}$

Pour les murs au vent :

$$Z_e = H = 27,2 \text{ m}$$

Pour les murs sous le vent et parallèles au vent :

$$Z_e = 27,2 \text{ m}$$

Remarque : Dans les calculs on prend $Z_e = Z$

b) Le coefficient de rugosité : (cf. Chapitre 2 § 2.4.4)

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Pour $Z = Z_e = 27,2 \text{ m} \Rightarrow Z_{min} = 2 \text{ m} < Z = 27,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow (z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \Rightarrow 0,19 \times \ln\left(\frac{27,2}{0,05}\right) = 1,197$$

c) Le coefficient de topographie : (cf. Chapitre 2 § 2.4.5)

$$C_t(z) = 1 \text{ (site plat)}$$

c) L'intensité de turbulence : (cf. Chapitre 2 § 2.4.6)

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Le coefficient d'intensité de turbulence $I(z)$ quantifie la variabilité de la vitesse du vent :

\Rightarrow pour $Z = 27,2 \text{ m}$ $\Rightarrow Z_{min} = 2 \text{ m} < Z = 27,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow (z) \Rightarrow I_v(z) = \left(\frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{27,2}{0,05}\right)} \right) = 0,159$$

Vu que le coefficient topographique $C_t(z) = 1$, le coefficient d'exposition $C_e(z)$ sera donc déterminé par le tableau 2.3 du **RNV99/2013** par une interpolation linéaire.

$$C_e(z) = 2,965 + \frac{3,094 - 2,965}{30 - 25} \times (27,2 - 25) = 3,022$$

Dans le cas où $C_t(z) \neq 1 \Rightarrow C_e(z)$ sera calculée par la formule suivante :

$$(Z) = c_t^2 (Z) \times c_r^2 (Z) \times (1 + 7 I_v (z)) \quad (\text{cf. Chapitre 2 § 2.4.2})$$

e) La pression dynamique de pointe : (cf. Chapitre 2 § 2.3)

La pression dynamique de pointe est donnée par :

$$qp (Ze) = C_e (Z) \times qréf$$

Avec : qréf : la pression dynamique de référence.

$C_e(z)$: le coefficient d'exposition.

$$(Ze) = 375 \times 3,022 = 1133,25 \text{ N/m}^2$$

f) Coefficient dynamique :

Vu que le bâtiment a étudié est à ossature comportant des murs dont la hauteur H est inférieur à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Donc la valeur simplifiée $C_d=1$ peut être considérée. (cf. Chapitre 3 § 3.2)

g) Les coefficients de pression :

Coefficient de pression extérieur : (cf. Chapitre 5 § 5.1)

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérée.

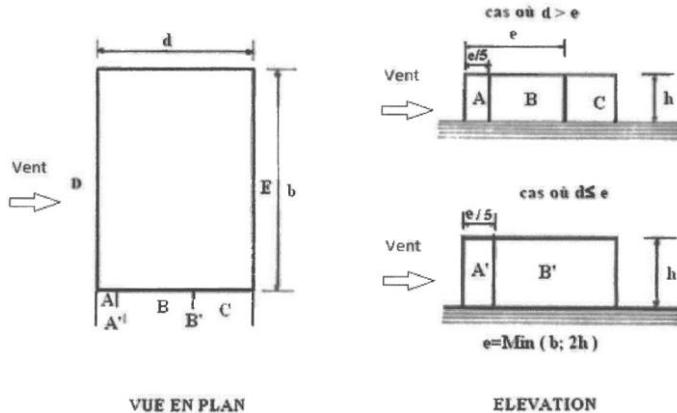


Figure II.7 : Légende pour les parois verticales

- **Les parois perpendiculaires au vent :**

Le vent perpendiculaire à la dimension (b=48,5m) :

$$S = 48,5 \times 27,2 = 1319,2 \text{ m}^2 \Rightarrow S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

- **Les parois verticales parallèles au vent :** (cf. Chapitre 5 § 5.1.2)
- $e = \min(b, 2h) = \min(48,5 ; 2 \times 27,2) = 48,5 \text{ m}$

$$d = 46,6 < e = 48,5 \text{ m}$$

⇒ Les parois verticales qui sont parallèles au vent sont divisées en deux zones A' et B'

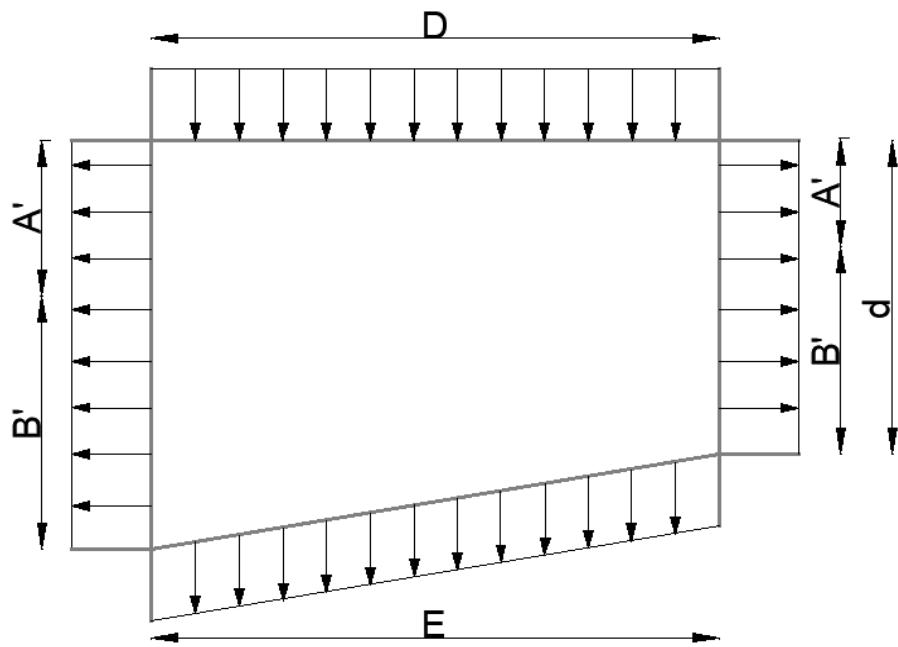


Figure II.8 : Zone de C_{pe} pour les parois verticales (direction V1)

Remarque :

Tous les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe}=C_{pe10}$

Les aires des zones et leurs C_{pe} correspondants sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Aire (m^2)	C_{pe}
A'	263,84	-1
B'	1003,68	-0,8
D	1319,2	+0,8
E	1353,2	-0,3

Tableau II.2 : Zones de C_{pe} pour la paroi verticale du direction V1 du vent.

h) : Le coefficient de pression intérieur

Il ne s'agit pas de cas de bâtiment avec face dominante alors on se reporte au paragraphe 5.2.2.2 du chapitre 5 de l'RNV pour la détermination de Cpi :

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

On considère les ouvertures suivantes dans le calcul de μ_p :

Direction V1 :

- Une porte de dimension $(2,2 \times 2,5) \text{ m}^2$ et l'autre $(1,2 \times 2,2) \text{ m}^2$
- deux garages de dimensions $(3 \times 3) \text{ m}^2$
- 28 fenêtres de dimensions $(1,5 \times 1) \text{ m}^2$
- 10 fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2) \text{ m}^2$
- 5 impostes de $(0,75 \times 1)$

La surface totale des ouvertures = $121,89 \text{ m}^2$

Direction V2 :

- 4 portes de dimensions $(3 \times 3) \text{ m}^2$
- Une porte de dimensions $(2,5 \times 2,5) \text{ m}^2$
- Une porte de dimensions $(2,5 \times 3) \text{ m}^2$
- Une porte de dimensions $(2,4 \times 3) \text{ m}^2$
- 20 fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2) \text{ m}^2$
- 3 fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2,5)$

La surface totale des ouvertures = $175,7 \text{ m}^2$

Direction V4 :

- Deux portes de dimensions $(2 \times 2,5) \text{ m}^2$
- 26 fenêtres de dimensions $(1,5 \times 1,5) \text{ m}^2$
- 6 fenêtres de dimensions $(1,5 \times 1) \text{ m}^2$

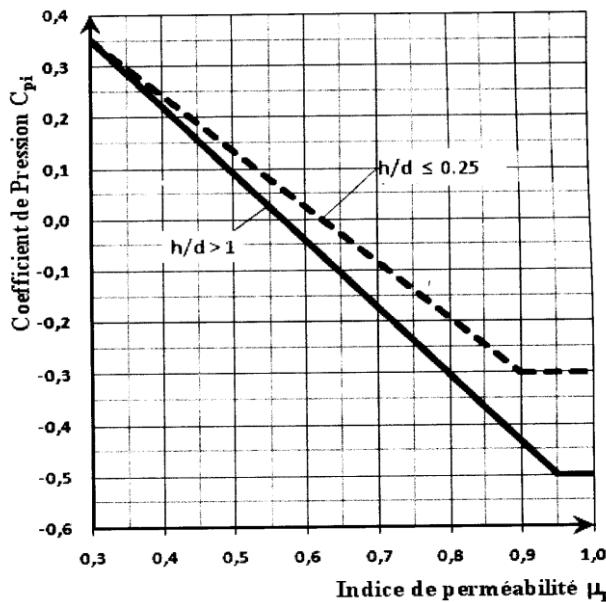
La surface totale des ouvertures = $77,5 \text{ m}^2$

Remarque :

Il n'y a pas de ouvertures dam

$$\mu_p = \frac{175,7 + 77,5}{175,7 + 77,5 + 121,89}$$

$$\mu_p = 0,675$$

Figure II.9 : coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\frac{h}{d} = \frac{27,2}{46,6} = 0,58 > 0,25$$

$$\begin{cases} \frac{h}{d} \leq 0,25 \rightarrow C_{pi}(\mu_p) = 0,03 \\ \frac{h}{d} > 1 \rightarrow C_{pi}(\mu_p) = -0,03 \end{cases}$$

Par interpolation :

$$C_{pi}(0,58) = C_{pi}(0,25) + \frac{C_{pi}(1) - C_{pi}(0,25)}{1 - 0,25} \times \left(\frac{h}{d} - 0,25 \right)$$

$$\text{On aura : } C_{pi}(0,58) = 0,0036$$

i) la pression aérodynamique :

On a une face de la paroi intérieure à la construction, l'autre extérieure, la pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenu par la formule suivant :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
A'	27,2	1133,25	263,84	-1,0	0,0036	-1137,32
B'	27,2	1133,25	1003,68	-0,8	0,0036	-910,68
D	27,2	1133,25	1319,2	+0,8	0,0036	902,52
E	27,2	1133,25	1353,2	-0,3	0,0036	-344,05

Tableau II.3 : Pression du vent sur la paroi vertical dans le sens V1 du vent.

II.3.1.2 La pression du vent sur la toiture (sens V1 du vent) :

- a) Hauteur de référence Z_e : $Z_e = Z = 28,4 \text{ m}$
- b) La pression dynamique de pointe :

$$(Z_e) = C_e(Z) \times q_{ref} = 375 \times 3,052 = 1144,5 \text{ N/m}^2$$

- c) Les coefficients de pressions :

➤ Coefficient de pression extérieur :

On a l'angle de pente est inférieure a 5°

⇒ Le C_{pe} dépend de la surface chargée qui est décomposée en quatre zones (F, H, G, I) (cf. Chapitre 5, figure 5.2)

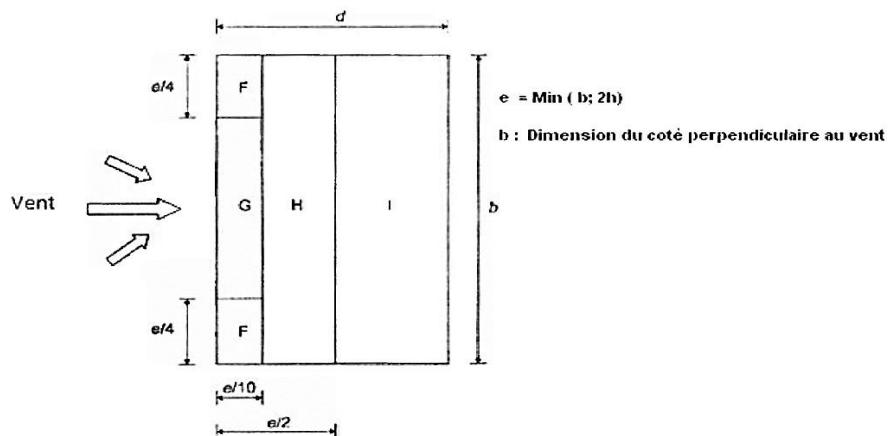


Figure II.10 : la répartition des zones du vent sur la toiture plate

On se réfère au tableau 5.2 du chapitre 5 du RNV99/2013, la toiture avec acrotère

$$\frac{hp}{h} = \frac{1,2}{27,2} = 0,044$$

Zone	F	G	H	I
Cpe, 10	-1,448	-0,948	-0,7	+0,2

Tableau II.4 : zones de C_{pe} pour la toiture direction V1 du vent.

➤ Le coefficient de pression intérieur:

On considère les ouvertures suivantes dans le calcul de μ_p :

La direction V2 :

- Cinq fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2) \text{ m}^2$

- Trois fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2,5)$

La direction V4 :

On a six fenêtres de dimensions $(1,5 \times 1) \text{ m}^2$

La direction V1 :

On a deux fenêtres de dimensions $(2,5 \times 2) \text{ m}^2$ et cinq impostes de dimensions $(1,5 \times 1) \text{ m}^2$ et une imposte de $(0,75 \times 1)$

$$\mu_p = 0,742$$

$$\frac{h}{d} = \frac{28,4}{46,6} = 0,609 > 0,25$$

Par interpolation :

$$Cpi(0,609) = Cpi(0,25) + \frac{Cpi(1) - Cpi(0,25)}{1 - 0,25} \times \left(\frac{h}{d} - 0,25 \right)$$

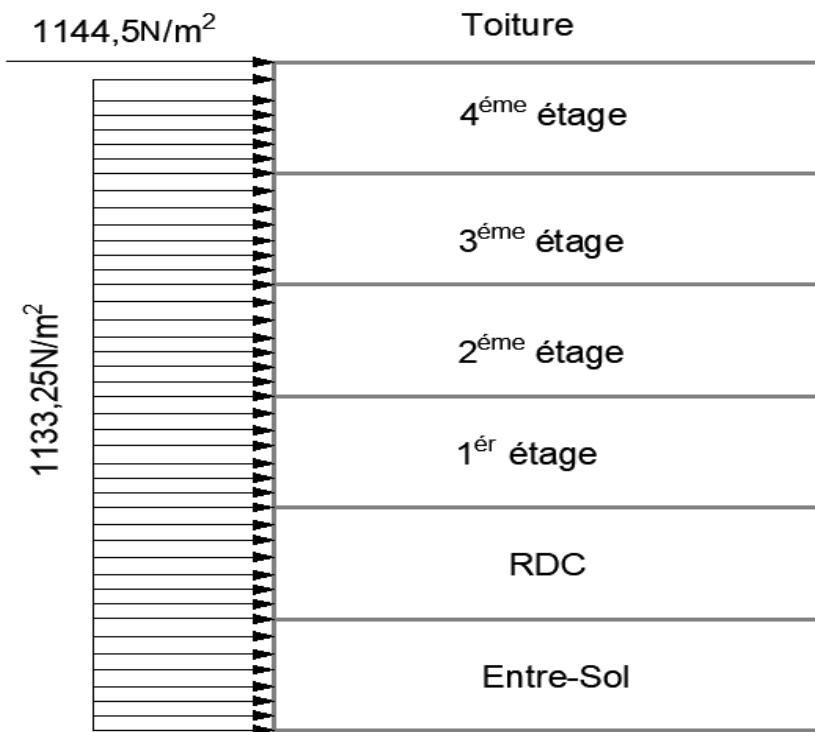
On aura :

$$Cpi(0,609) = -0,187$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
F	28,4	1144,5	58,8	-1,448	-0,187	-1443,214
G	28,4	1144,5	117,61	-0,948	-0,187	-870,964
H	28,4	1144,5	940,9	-0,7	-0,187	-587,128
I	28,4	1144,5	1083,975	-0,2	-0,187	-14,878
	28,4	1144,5	1083,975	+0,2	-0,187	+442,921

Tableau II.5 : La pression du vent sur la toiture pour le sens V1 du vent.



FigureII.11 : Répartition de la pression dynamique (Sens V1)

Suivant la même méthode de calcul, on peut déterminer l'action du vent dans les autres directions.

II.3.2 Calcul de la pression du vent dans la direction V2 :

a) La paroi vertical :

$$b = 46,6 \text{ m}, d = 48,5 \text{ m}, Z = 22,08 \text{ m}$$

$$\mu_p = \frac{121,89 + 77,5}{175,7 + 77,5 + 121,89}$$

$$\mu_p = 0,531$$

$$\frac{h}{d} = \frac{22,08}{48,5} = 0,46$$

b) La toiture :

$$b = 46,6 \text{ m}, d = 48,5 \text{ m}, Z = 23,28 \text{ m}$$

paroi verticale						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
A	22,08	1077,75	195,01	-1,0	0,086	-1170,43
B	22,08	1077,75	780,042	-0,8	0,086	-954,88
C	22,08	1077,75	95,827	-0,5	0,086	-631,56
D	22,08	1077,75	1028,928	+0,8	0,086	769,51
E	22,08	1077,75	812,544	-0,3	0,086	-416,01

La toiture						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
F	23,28	1091,625	54,196	-1,4	-0,251	-1254,277
G	23,28	1091,625	108,578	-0,9	-0,251	-708,464
H	23,28	1091,625	867,872	-0,7	-0,251	-490,139
I	23,28	1091,625	1175,252	+0,2	-0,251	+492,322
	23,28	1091,625	1175,252	-0,2	-0,251	+55,672

Tableaux II.6: La pression du vent dans la direction V2

II.3.3 Calcul de la pression du vent dans la direction V3 :

a) La paroi vertical :

$$b = 4,75 \text{ m}, d = 46,6 \text{ m}, Z = 22,08 \text{ m}$$

b) La toiture :

$$b = 48,5 \text{ m}, d = 46,6 \text{ m}, Z = 23,28 \text{ m}$$

Toutes les ouvertures sont disposées dans les surfaces où Cpe est négatif donc

$$\Rightarrow \mu_p = 1$$

paroi verticale						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
A	22,08	1077,75	195,01	-1,0	-0,298	-756,58
B	22,08	1077,75	780,042	-0,8	-0,298	-541,03
C	22,08	1077,75	53,875	-0,5	-0,298	-217,705
D	22,08	1077,75	1098,48	+0,8	-0,298	+1183,369
E	22,08	1077,75	1070,88	-0,3	-0,298	-2,155

La toiture						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
F	23,28	1091,625	54,196	-1,4	-0,298	-1202,97
G	23,28	1091,625	117,42	-0,9	-0,298	-657,158
H	23,28	1091,625	903,264	-0,7	-0,298	-438,833
I	23,28	1091,625	1131,02	+0,2	-0,298	543,629
	23,28	1091,625	1131,02	-0,2	-0,298	106,979

Tableaux II.7 : La pression du vent dans la direction V3

II.3.4 Calcul de la pression du vent dans la direction V4 :

a) La paroi vertical :

$$b = 36,8 \text{ m}, d = 48,5 \text{ m}, Z = 27,2 \text{ m}$$

$$\mu_p = \frac{121,89 + 175,7}{175,7 + 77,5 + 121,89}$$

$$\mu_p = 0,79$$

$$\frac{h}{d} = \frac{27,2}{48,5} = 0,56$$

b) La toiture :

$$b = 36,8 \text{ m}, d = 48,5 \text{ m}, Z = 28,4 \text{ m}$$

paroi vertical						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
A	27,2	1133,25	200,192	-1,0	-0,25	-849,938
B	27,2	1133,25	800,768	-0,8	-0,25	-623,288
C	27,2	1133,25	318,24	-0,5	-0,25	-283,313
D	27,2	1133,25	1000,96	+0,8	-0,25	1189,913
E	27,2	1133,25	1267,52	-0,3	-0,25	56,663

La toiture						
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	Cpe	Cpi	W(z) (N/m ²)
F	28,4	1144,875	33,856	-1,45	-0,32	-1293,708
G	28,4	1144,875	67,712	-0,95	-0,32	-721,271
H	28,4	1144,875	541,696	-0,7	-0,32	-435,052
I	28,4	1144,875	1107,68	+0,2	-0,32	+595,335
	28,4	1144,875	1107,68	-0,2	-0,32	+137,385

Tableaux II.18 : La pression du vent dans la direction V4



CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT ET ÉTUDE DES ÉLÉMENTS

III.1 Introduction :

Chaque structure doit être conçue pour résister aux différentes charges et sollicitations qui lui sont appliquées. Cette résistance est assurée grâce aux systèmes porteurs (éléments structuraux) et de contreventement, lesquels doivent garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Il est également primordial que la structure permette un usage confortable et sécurisé des usagers, en prenant en compte les éléments non structuraux tels que les escaliers, balcons, cloisons, et acrotères, qui, bien qu'ayant une fonction secondaire, doivent répondre à des exigences de performance et de sécurité.

Dans le cadre de la conception et du dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, il est nécessaire de respecter les normes et règlements en vigueur. Ceux-ci incluent notamment **l'Eurocode 3 et 4** pour les structures en acier et en béton, ainsi que les prescriptions du **RPA99** (version 2003) pour les constructions en zones sismiques, le **D.T.R-BC.2.2 CCM97**. Ces normes définissent les méthodes de calcul, les exigences de résistance aux différentes charges (verticales et horizontales), ainsi que les critères de sécurité à respecter pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages.

III.2 Etude des pannes :

Les pannes sont des éléments horizontaux destinés à supporter la couverture d'une toiture. Elles transmettent les charges et les surcharges de la couverture vers les traverses ou les fermes. Les pannes sont disposées parallèlement à la ligne de faîtiage et sont conçues pour résister à une flexion déviée sous l'effet des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges climatiques. Elles peuvent être fabriquées à partir de profilés formés à chaud (en forme de I ou de U) ou à froid (en formes de Z, U, Σ, ou en treillis) pour les portées supérieures à 6 mètres.

Les charges permanentes et la neige agissent dans le sens de la gravité. Le vent, quant à lui, exerce une pression perpendiculaire à la face des éléments (c'est-à-dire sur l'axe de grande inertie). Pour le dimensionnement, on considère les combinaisons de charges les plus défavorables.

Les données :

- On étudie la panne la plus défavorable qui la panne de portée $L = 6 \text{ m}$
- Entraxe des pannes : $e = 1,5 \text{ m}$
- On dispose de 13 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

- Angle d'inclinaison : $\alpha = 3,25^\circ$
- Les pannes sont en acier S235 : $f_y = 235 \text{ MPa}$

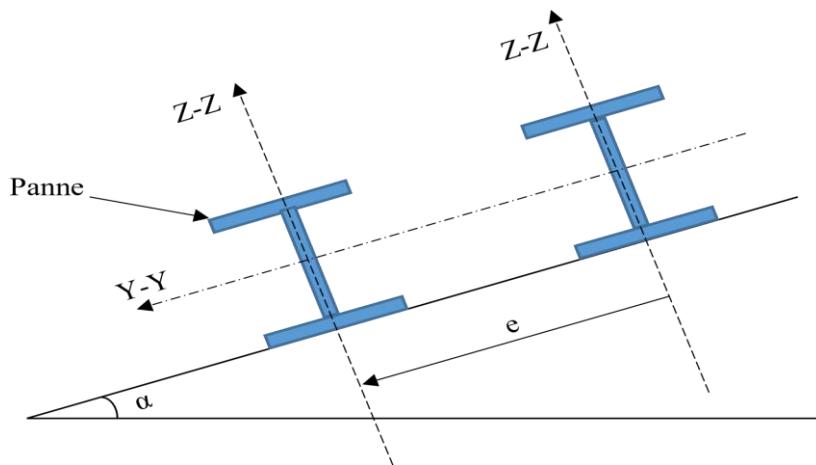


Figure III-1 : Disposition des pannes

III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

III.2.1.1 Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture (Panneau sandwich) : en prendre panneau de 50 mm avec $G_{\text{panneau}} = 10,45 \text{ kg/m}^2$

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFICIENT DE TRANSMITION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

Figure III-2 : Fiche technique du panneau sandwich

- Poids des accessoires de pose estimé : $G_{\text{acc}} = 2 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la pente estimé (IPE120) : $G_{\text{panne}} = 10,4 \text{ Kg/ml}$

$$G = (G_{\text{panneau}} + G_{\text{acc}}) \times e + G_{\text{panne}}$$

Avec : $e = 1,5 \text{ m}$

$$G = (0,1045 + 0,02) \times 1,5 + 0,104 = 0,291 \text{ KN/ml}$$

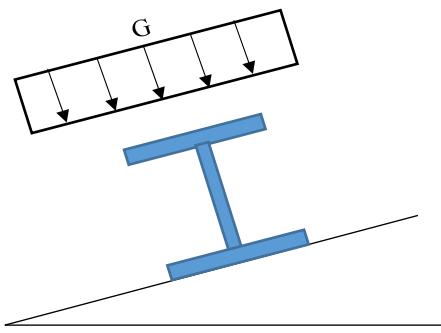


Figure III-3 : Schéma statique des pannes sous charges permanentes

III.2.1.2 Surcharges d'entretien :

Dans le cas des calculs pour les toitures inaccessibles, seule une charge d'entretien est prise en compte. Celle-ci correspond au poids d'un ouvrier et de son assistant, représenté par deux charges concentrées de 100 kg chacune, placées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (Source : DTR BC 2.2).

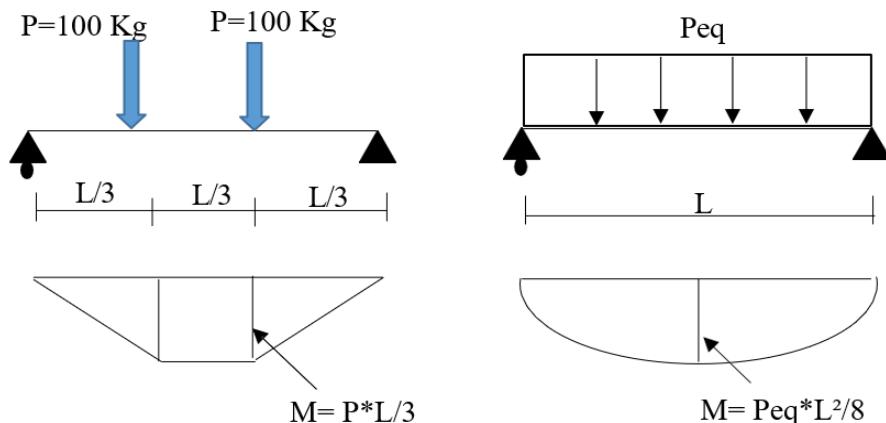


Figure III-4 : Schéma statique de la poutre équivalente

$$M_{max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{Peq \times L^2}{8} \rightarrow Peq = \frac{8 \times P}{3 \times L} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 0,444$$

III.2.1.3 Surcharge climatique due au vent :

Pour la charge du vent, on prend le cas le plus défavorable qui est le vent perpendiculaire au pignon sur la toiture, mais pour l'économie on va calculer une charge équivalente avec les trois zones les plus défavorable à savoir : **F** **G**

$$w_{eq} = -1,443 \text{ KN / m}^2$$

$$w^- = w_{\text{eq}}^- \times e = -1,443 \times 1,5 = -2,165 \text{ KN / m}^2$$

$$w^+ = w_{\text{max}}^+ \times e = 0,594 \times 1,5 = 0,891 \text{ KN / m}^2$$

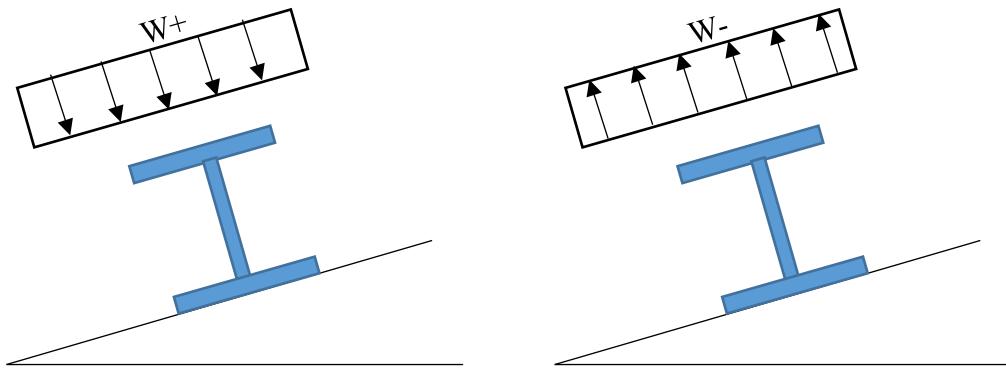


Figure III-5 : Schéma statique de la panne sous la surcharge du vent

III.2.1.4 Surcharges de la neige :

$$S = 129,8 \text{ N/m}^2$$

$$S = 0,129 \times \cos(3,25) = 0,128 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 0,128 \times 1,5 = 0,193 \text{ KN/m}$$

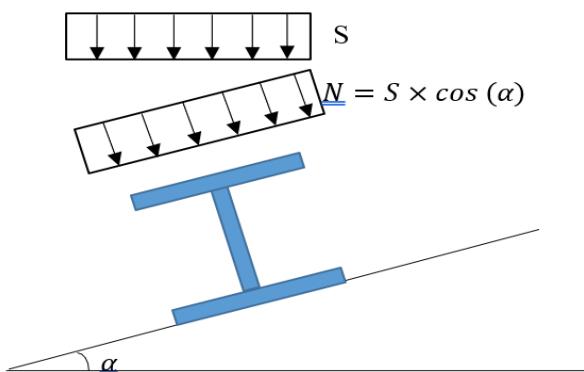


Figure III-6 : Schéma statique de la panne sous la surcharge de neige

III.2.2 Décomposition des charges :

Suivant l'axe ZZ :

$$G_Z = 0,291 \times \cos(3,25) = 0,29 \text{ KN/ml}$$

$$Q_Z = 0,444 \times \cos(3,25) = 0,443 \text{ KN/ml}$$

$$W_Z^+ = 0,891 \text{ KN/m}$$

$$Wz^- = -2,165 \text{ KN/m}$$

$$Nz = 0,193 \times \cos(3,25) = 0,192 \text{ KN/m}$$

□ Suivant l'axe YY :

$$Gy = 0,29 \times \sin(3,25) = 0,016 \text{ KN/m}$$

$$Qy = 0,444 \times \sin(3,25) = 0,025 \text{ KN/m}$$

$$Wy^+ = Wy^- = 0$$

$$Ny = 0,193 \times \sin(3,25) = 0,011 \text{ KN/m}$$

III.2.3 Les combinaisons d'actions :

N° (combinaison)	ELU	ELS
1	1,35G+1,5Q	G+Q
2	1,35G+1,5W ⁺	G+W ⁺
3	1,35G+1,5N	G+N
4	1,35G+1,35(N+W ⁺)	G+0.9 (N+W ⁺)
5	G-1,5W ⁻	G-W ⁻

Tableau III-1 : Les différentes combinaisons d'action

Apres avoir définie les deux charges q_y et q_z de la résultante q on peut les combiner, et les résultats sont portés sur les tableaux suivant :

	Charge (KM/m)					Combinaison ELU (KM/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	1	2	3	4	5
q_y	0,016	0,025	0	0	0,011	0,059	0,0219	0,0381	0,0365	0,016
q_z	0,29	0,443	0,891	2,165	0,192	1,056	1,728	0,679	1,854	2,96

Tableau III-2 : résultat des combinaisons a l'ELU

	Charge (KM/m)					Combinaison ELS (KM/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	1	2	3	4	5
q _y	0,016	0,025	0	0	0,011	0,041	0,016	0,027	0,026	0,016
q _z	0,29	0,443	0,891	2,165	0,192	0,733	1,181	0,482	1,265	1,875

Tableau III-3 : résultat des combinaisons à l'ELS

- **Selon l'axe ZZ :**

Le cas le plus défavorable est :

$$q_z^u = 2,96 \text{ KN/m}$$

$$q_z^s = 1,875 \text{ KN/m}$$

- **Selon l'axe YY :**

Le cas le plus défavorable est :

$$q_y^u = 0,0381 \text{ KN/m}$$

$$q_y^s = 0,041 \text{ KN/m}$$

III.2.4 Pré dimensionnement des pannes :

Les pannes sont soumises à une flexion déviée, c'est-à-dire une flexion selon deux axes (flexion bi-axiale). Elles doivent répondre à deux exigences essentielles :

- La vérification à l'état limite de service (ELS), correspondant à la limitation de la flèche,
- La vérification à l'état limite ultime (ELU), liée à la résistance structurelle.

III.2.4.1 Condition de flèche à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée): $f \leq f_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \leq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 1,875 \times 6000^3}{384 \times 210000} \times 10^{-4} = 502,232 \text{ cm}^2$$

Ce que nous donne $I_y \geq 502,232 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE140** avec $I_y = 541 \text{ cm}^4$

→ On recalcule le **G** en prenant compte du poids propre d'**IPE140**

$$G = (G_{panneau} + G_{acc}) \times e + G_{panne}$$

$$G = (0,1045 + 0,02) \times 1,5 + 0,129 = 0,316 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,316 \times \cos(3,25) = 0,315 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,316 \times \sin(3,25) = 0,018 \text{ KN/ml}$$

→ On recalcule les combinaisons de charge avec les nouvelles valeurs de G:

	Charge (KM/m)					Combinaison ELU (KM/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q _y	0,018	0,025	0	0	0,011	0,062	0,024	0,041	0,0392	0,018
q _z	0,315	0,443	0,891	2,165	0,192	1,09	1,762	0,713	1,887	2,933

Tableau III-4 : résultat des combinaisons à l'ELU

	Charge (KM/m)					Combinaison ELS (KM/m)				
	G	Q	W ⁺	W ⁻	N	A	B	C	D	E
q _y	0,018	0,025	0	0	0,011	0,043	0,018	0,029	0,0279	0,018
q _z	0,315	0,443	0,891	2,165	0,192	0,758	1,206	0,507	1,289	1,85

Tableau III-5 : résultat des combinaisons à l'ELS

III.2.5 Vérification des pannes :

III.2.5.1 Vérification à l'ELS (flèche) :

L'axe (ZZ) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,85 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 541 \times 10^4} = 27,47 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$F_z < F_{adm} \Rightarrow$ Condition vérifié.

L'axe (YY) :

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,043 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 44,9 \times 10^4} = 7,69$$

$F_y < F_{adm} \Rightarrow$ Condition vérifié.

Mais on met un lierme à mi-travée pour raison sécuritaire

III.2.5.2 Vérification à l'ELU:

. Vérification à la flexion déviée :

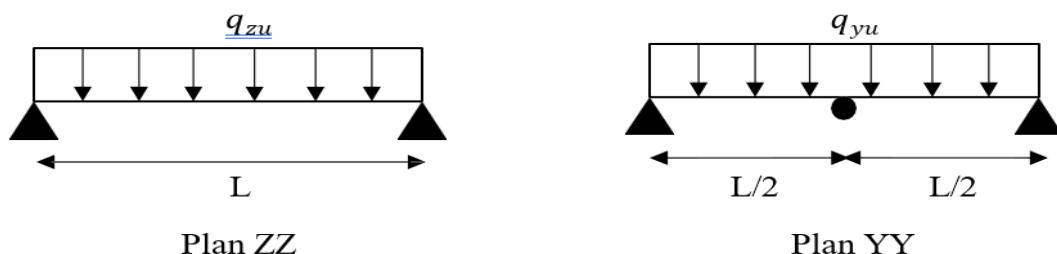


Figure III-7: Schéma statique sur les deux plans YY et Z

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

Pour les profils IPE et HEA : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

L'axe (YY) :

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2,933 \times 6^2}{8} = 13,199 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m^0}} = \frac{88,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 18,86 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{sdy} < M_{plrd}$$

La condition est vérifiée

L'axe (ZZ) :

$$M_{sdz} = \frac{q_y \times L^2}{32} = \frac{0,062 \times 6^2}{32} = 0,069 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m^0}} = \frac{19,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{sdy} < M_{plrd} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$[\frac{13,199}{18,86} \lceil \frac{0,069}{4,12} \rceil^1] = 0,5 < 1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

On retient toujours l'IPE 140

III.2.5.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$Vsd, z \leq Vpl, z \quad \text{Et} \quad Vsd, y \leq Vpl, y$$

L'axe (ZZ) :

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,933 \times 6}{2} = 8,799 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{yz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m^0}} = \frac{7,64 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 94,23 \text{ KN}$$

$$Vsd, y < Vpl, y \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$0,5 Vpl, y = 47,115 \text{ KN}$$

$$Vsd, y < 0,5 Vpl, y \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.2.5.2.2 Vérification au déversement :

La semelle supérieure, soumise à la compression sous l'effet des charges descendantes, pourrait en théorie être sujette au déversement. Toutefois, étant solidaire de la toiture, elle bénéficie d'un maintien latéral continu, ce qui élimine ce risque.

À l'inverse, la semelle inférieure, comprimée sous l'action du vent de soulèvement, est quant à elle libre sur toute sa portée. En l'absence de maintien latéral, elle est donc vulnérable au déversement, et nécessite une attention particulière en matière de stabilité.

$$M_{b,rd} \geq M_{sd}, y$$

$$Q_z = -2,93 \text{ KN/m sous } G - 1,5 W$$

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2,93 \times 6^2}{8} = 13,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_W \times \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m_1}}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0,5}}$$

Avec $\chi_{lt} \leq 1$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_l(\lambda'_{lt} - 0,2) + \lambda'_{lt}]$$

$\alpha_l = 0,21$ pour les profilés laminé

Enlacement γ'_{lt}

$$\lambda'_{lt} = [\beta_W \cdot W_{ply} \times \frac{f_y}{m_{cr}}]^{0,5} = [\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}] \cdot \sqrt{\beta W}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot [\frac{E}{f_y}]^{0,5} = \pi \cdot [\frac{210000}{235}]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{l}{i_x}}{\sqrt{\varepsilon_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l}{i_x} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1,65}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{lt} = 114,19$$

$$\lambda'_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta W} \leq 0,4$$

$\beta W = 1$ pour les sections transversales de classe 1 et 2

$$\lambda'_{lt} = \left[\frac{114,19}{93,9} \right] \sqrt{1} = 1,22 > 0,4 \rightarrow \text{Risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(1,22 - 0,2) + 1,22^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1,35$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,35 + [1,35^2 - 1,22^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 0,52$$

$$M_{\text{brd}} = 0,52 \times 1 \times \frac{88,3 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6}$$

$$M_{\text{brd}} = 10,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{brd}} < M_{\text{sd}} = 13,18 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section du profilé à IPE 160, et on revérifie la condition :

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1,84}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{lt} = 109,45$$

$$\lambda'_{lt} = \left[\frac{109,45}{93,9} \right] \sqrt{1} = 1,17 > 0,4 \rightarrow \text{Risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(1,17 - 0,2) + 1,17^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1,29$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,29 + [1,29^2 - 1,17^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 0,55$$

$$M_{\text{brd}} = 0,55 \times 1 \times \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1} \times 10^{-6}$$

$$M_{brd} = 16,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} > M_{sd} = 12,91 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte des pannes d'**IPE160** pour notre structure.

III.2.6 Calcul des liernes dans les pannes :

Les liernes sont des éléments en traction, généralement réalisées à partir de barres rondes ou de petites cornières. Elles ont pour rôle principal de limiter la déformation latérale des pannes, en assurant leur stabilisation transversale.

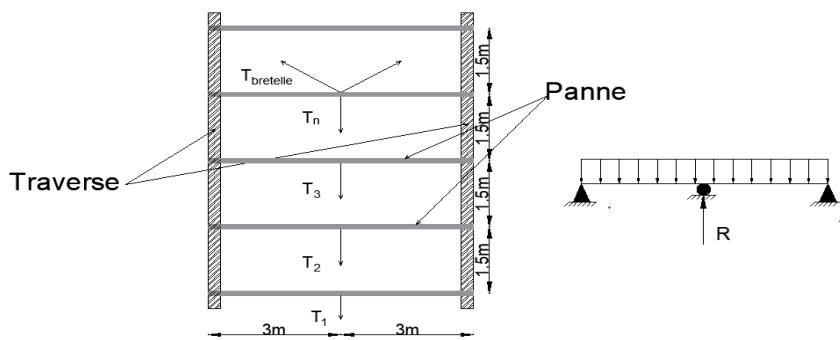


Figure III.8 : La disposition des liernes sur les pannes

III.2.6.1 Les efforts dans les liernes :

La combinaison de charge la plus défavorable est :

$$q_y = 1,35G + 1,5Q = 0,062 \text{ KN/m}$$

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,062 \times \frac{6}{2} = 0,23 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,23}{2} = 0,115 \text{ KN}$$

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}$$

$$T_{13} = (2 \times 13 - 1) \times \frac{0,23}{2} = 2,875 \text{ KN}$$

$$T_{bretelle} = \frac{T_{13} + R}{2 \times \sin(\theta)}$$

$$\tan(\theta) = \frac{1,5}{3} = 0,5$$

$$\theta = \tan^{-1}(0,5) = 26,56^\circ$$

$$T_{bretelle} = \frac{2,875 + 0,23}{2 \times \sin(26,56)} = 3,47 \text{ KN}$$

III.2.6.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est Tbretelle

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m^0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m^0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{3,47 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 16,24 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 16,24 \text{ mm}^2$$

$$\theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 16,24}{\pi}} = 4,54 \text{ mm}^2$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 8\text{mm}$.

III.2.7 Calcul de l'échantignolle :

Introduction :

L'échantignolle est un élément de fixation utilisé en charpente pour assurer la mise en œuvre des pannes. Elle permet de les maintenir solidement sur les fermes ou sur les traverses d'un portique. Ce dispositif garantit la stabilité de la structure en empêchant tout déplacement des pannes et en renforçant leur ancrage sur les éléments porteurs.

L'excentrement t est limité par la condition suivant :

$$2 \left(\frac{b_{panne}}{2} \right) < t < 3 \left(\frac{b_{panne}}{2} \right)$$

$$\Rightarrow 2 \left(\frac{8,2}{2} \right) < t < 3 \left(\frac{8,2}{2} \right) \Rightarrow 8,2 < t < 12,3$$

$$\Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Les pannes sont des IPE 160 avec :

$$b = 8,2 \text{ cm} ; h = 16\text{cm} \text{ soit } t = 10 \text{ cm}$$

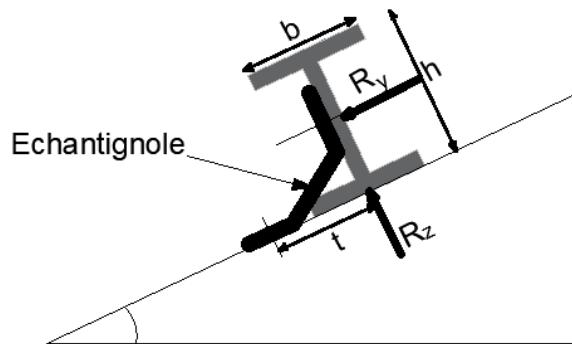


Figure III-9 : Schéma statique de l'échantignole

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement :

La combinaison la plus défavorable est :

$$q_z = 2,93 \text{ KN/m} \text{ Sous : } G - 1,5W^-$$

$$q_y = 0,018 \text{ KN/m} \text{ Sous : } G - 1,5W^-$$

Les efforts revenant à l'échantignole intermédiaire sont :

$$R_z = 2 (q_z \times \frac{L}{2}) = 2 (2,93 \times \frac{6}{2}) = 17,58 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 (0,375 q_y \times \frac{L}{2}) = 2 (0,375 \times 0,018 \times \frac{6}{2}) = 0,0405 \text{ KN}$$

III.2.7.2. Dimensionnement de l'échantignole :

Les efforts R_z et R_y risquent de provoquer le pliage de l'échantignole pour prévenir ce risque, il faut vérifier que :

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

$$\Rightarrow M_{sd} = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 17,58 \times 0,1 + 0,0405 \times \frac{0,16}{2} =$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{plrd} = M_{ely} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{b \cdot e^2 \times 235}{6 \times 1,1}$$

Avec b c'est l'arguer de l'IPE de la travers

En prend IPE 330 avec $b = 160$ mm

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 M_{sd} \times 1,1}{b \times 235}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 1,76 \times 10^{-3} \times 1,1}{160 \times 10^{-3} \times 235}} = 17,58 \text{ mm}$$

On adopte un échantignole d'épaisseur $e = 8 \text{ mm}$. Avec raidisseur de 10mm

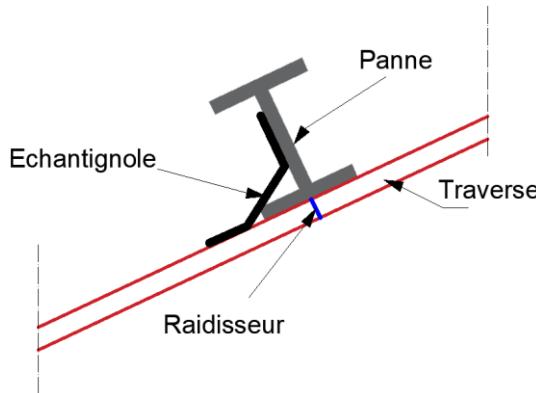


Figure III.10 : La coupe de l'échantignole

III.3 Etude des escaliers :

Les escaliers, éléments incontournables de notre environnement bâti, ne se limitent pas à leur fonction première de liaison entre différents niveaux. Ils jouent également un rôle architectural et fonctionnel important. Un escalier se compose d'une série régulière de plans horizontaux formés par des marches et des paliers.

Dans le cadre de notre projet, les escaliers sont conçus en charpente métallique. Ils comportent deux volées reliées par un palier de repos. Ce dernier est constitué d'une solive en profilé UPN, encastrée dans des poteaux métalliques. Les marches sont réalisées à partir de cornières métalliques servant de support, sur lesquelles est fixée une tôle striée, offrant à la fois robustesse et sécurité grâce à ses propriétés antidérapantes.

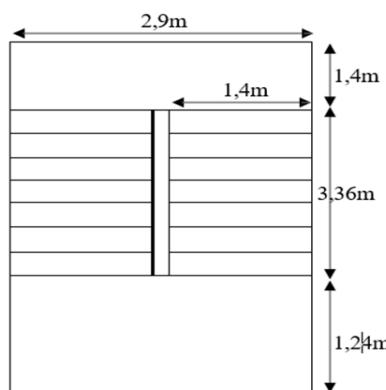


Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier

III.3.1 définitions :

- **Le palier** est une surface plane située soit au départ, à l'arrivée, ou entre deux volées d'escalier. Il permet de marquer une pause dans l'effort de montée ou de descente et facilite la circulation entre les niveaux.
- **La volée** désigne une portion d'escalier, droite ou courbe, comprise entre deux paliers successifs. Elle est constituée d'un ensemble de marches permettant de franchir un dénivelé.
- **Le limon** est l'élément incliné qui soutient les marches et les contremarches. Il constitue la structure porteuse de la volée d'escalier.
- **Le giron** correspond à la profondeur utile d'une marche, mesurée horizontalement entre deux contremarches consécutives. Il joue un rôle essentiel dans le confort et la sécurité de l'escalier.

III.3.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

h: Hauteur de la contre marche donné par : 16cm

$\leq h \leq 18\text{cm}$ **g:** Largeur de la marche (giron)

donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$ **n:** Nombre de contremarche.

H: Hauteur à franchir avec une volée $H= 2\text{ m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm} \text{ avec } h = \frac{H}{n}$$

On prend : $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{200}{0,17} = 12 \text{ contremarche}$$

$n - 1 = 11$ marche

$$60\text{ cm} \leq g + 2 \times 17 \leq 64$$

$$26 \leq g \leq 30 \Rightarrow g = 28\text{ cm}$$

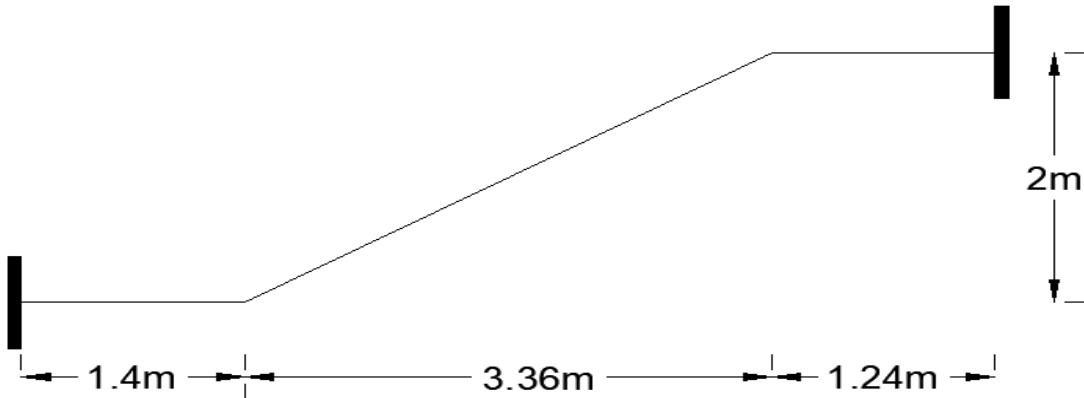


Figure III-12 : Schéma statique de l'escalier

III.3.3 Evaluation de charge :

Charge permanente :

- Revêtement ($e=2\text{cm}$) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,44 \text{KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tole} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{volée}} = 1,19 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

III.3.4 Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.

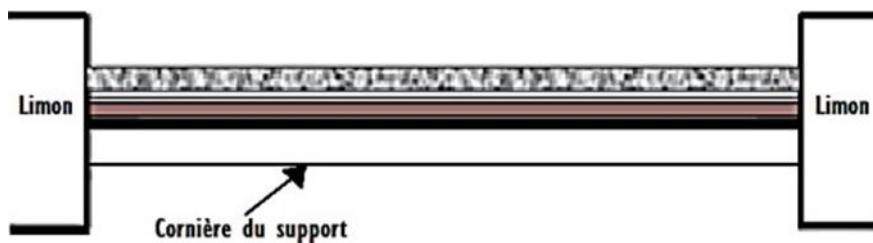


Figure III.13 : Disposition des cornières

La cornière reprend la moitié de la charge

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} = (1,35 \times 1,19 + 1,5 \times 2,5) \times \frac{0,28}{2}$$

$$q_u = 0,75 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G+Q) \times \frac{g}{2} = (1,19 + 2,5) \times \frac{0,28}{2}$$

$$q_s = 0,52 \text{ KN/ml}$$

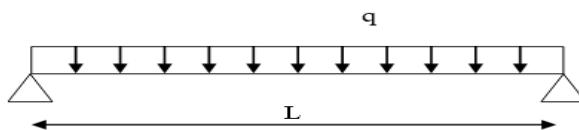


Figure III.14 : Schéma statique d'une cornière

III.3.4.1 Condition de flèche :

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_z \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 5 \times 0,52 \times 1400^3}{384 \times 210000} = 2,65 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 2,65 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L35x35x4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 2,95 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = W_{ely} = 1,18 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 2,13 \text{ Kg/m}$$

On revérifie la flèche en prenant compte du poids propre de la cornière :

$$q'_s = q_s + G_{cornière} = 0,52 + 0,0213 \times 0 = 0,5413 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,05413 \times 1400^4}{384 \times 210000 \times 2,95 \times 10^4} = 4,37 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1400}{300} = 4,66 \text{ mm}$$

$$f_z = 4,37 \text{ mm} \leq f_{adm} = 4,66 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée

III.3.4.2 La résistance :

Il faut vérifier la condition suivant :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q'_u \times l^2}{8}$$

$$\text{Avec : } q'_u = q_u + 1,35 \quad G_{cornière} = 0,75 + 1,35 \times 0,0213 = 0,779 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0,779 \times 1,4^2}{8} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{1,18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.3.4.3 Effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q'_u \times l}{2} = \frac{0,779 \times 1,4}{2} = 0,545 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$\text{Avec } A_{vz} = h \times t = 4 \times 35 = 140 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 140 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 18,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **L35x35x4** convient comme cornière de support

III.3.5 étude de limon :

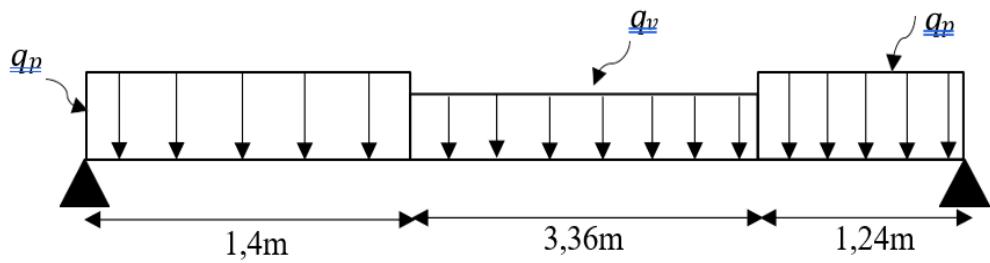


Figure III-15 : Schéma statique du limon

III.3.5.1 Evaluation de charge :

Charge permanente :

- Volée

- Revêtement ($e=2\text{cm}$) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la cornière L35x35x4 : $G_{cornière} = 0,0213 \text{ KN/ml}$

$$G_v = (0,4 + 0,4 + 0,39) \times 1,4 + 0,0213 = 1,68 \text{ KN/m}$$

- Palier

- Revêtements en carrelage ($e=2\text{cm}$) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé ($e=10 \text{ cm}$) : $G_{béton} = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle de type cofrastra 40 : $0,15 \text{ KN/m}^2$

$$G_p = 3,45 \times 1,4 = 3,83 \text{ KN/m}$$

Avec longueur de la marche: $Em = 1,4 \text{ m}$

Charge d'exploitation :

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

$$Q_v = Q_p = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ KN/m}$$

III.3.5.2 Pré dimensionnement du limon

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

La charge revenant au limon est :

$$q_v^s = \frac{(G_v + Q_v)}{2} = \frac{(1,68 + 3,5)}{2} = 2,59 \text{ KN/ml}$$

On va calculer la charge équivalente qui revient au limon :

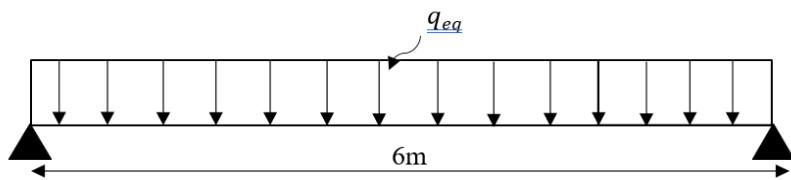


Figure III.16 : Schéma statique de la charge équivalente revenant au limon

condition de flèche :

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times q_{eq} \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 5 \times 3,28 \times 6000^3}{384 \times 210000} = 1317,85 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 1317,85 \text{ cm}^4$$

On adopte un **UPN200** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1910$$

$$\text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 228 \text{ cm}^3$$

$$G_{UPN} = 25,3 \text{ Kg/m}$$

On revérifie la flèche en prenant compte du poids propre de UPN :

$$q'_{eq} = q_{eq} + G_{UPN} = 3,28 + 0,253 = 3,533 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q'_{eq} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,533 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 1910 \times 10^4} = 14,86 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$f < F_{adm}$ la condition est vérifier

III.3.5.2.1 Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u^{eq} \times l^2}{8}$$

$$\text{Avec } q_v^u = \frac{1,35 G_v + 1,5 Q_v}{2} + 1,35 G_{UPN} = \frac{1,35 \times 1,68 + 1,5 \times 3,5}{2} + 1,35 \times 0,253$$

$$q_v^u = 4,10 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^u = \frac{1,35 G_p + 1,5 Q_p}{2} + 1,35 G_{UPN} = \frac{1,35 \times 4,83 + 1,5 \times 3,5}{2} + 1,35 \times 0,253$$

$$q_p^u = 6,23 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^u = \frac{q_v^u \times l_v + q_p^u \times l_p}{l} = \frac{4,10 \times 3,36 + 6,23 (1,24 + 1,4)}{6}$$

$$q_{eq}^u = 5,04 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{5,04 \times 6^2}{8} = 22,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{228 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 53,58 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

III.3.5.2.2 Effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u^{eq} \times l}{2} = \frac{5,04 \times 6}{2} = 15,12 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$\text{Avec } A_{vz} = k \times h \times t_w$$

$$\text{Avec } k = 1,05$$

$$A_{vz} = 1,05 \times 20 \times 0,85 = 17,85 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 17,85 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1} = 242,18 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **UPN 200** convient comme limon

III.3.6 la poutre palière :

C'est une poutre encastrée sur la moitié des deux poteaux avec une longueur de 6 m

Charge permanente de mur extérieure :

Enduit extérieur en ciment 1,5 cm : 0,27 KN/m²

Briques creuses 25 cm : 2,15 KN/m²

Enduit intérieur en plâtre 1,5 cm : 0,15 KN/ m²

$$\Rightarrow G_{\text{mur extérieure}} = 2,57 \times \frac{h}{2} = 2,57 \times \frac{4}{2} = 5,14 \text{ KN/m}$$

On calcul la charge qui revient à la poutre palière :

$$G_{\text{total}} = (G_v + G_p) \times \frac{l}{2} = (1,68 + 4,83) \times \frac{6}{2} = 19,53 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{6}{2} = 7,5 \text{ KN/m}$$

III.3.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

$$q_s = G_{\text{total}} + G_{\text{mur extérieure}} + Q = 19,53 + 5,14 + 7,5 = 32,17 \text{ KN/m}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{250 \times 32,17 \times 6000^3}{384 \times 210000} = 12925,44 \times 10^4 \text{ mm}^2 = 12925,44 \text{ cm}^2$$

On adopte un **IPE360** de caractéristique suivante :

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

$$A_{vz} =$$

$$35,1 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} =$$

$$1019 \text{ cm}^3$$

$$G_{UPN} = 57,1 \text{ Kg/m}$$

On revérifie la flèche en tenant compte du poids propre de l'IPE360 :

$$q_s = (G_{\text{total}} + G_{\text{mur extérieure}} + G_{IPE}) + Q = (19,53 + 5,14 + 0,571) + 7,5 = 32,741 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 32,741 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 16270 \times 10^4} = 16,17 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$ la condition est vérifier

III.3.6.1.2 Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = 1,35 (G_{\text{total}} + G_{\text{mur extérieure}} + G_{IPE}) + 1,5 Q = 1,35 (19,53 + 5,14 + 0,571) + 1,5 \times 7,5$$

$q_u = 45,32 \text{ KN/ml}$

$$M_{sd} = \frac{45,32 \times 6^2}{8} = 203,94 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 10^3}{1} = 239,465 \text{ KN.m}$$

III.3.6.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{45,32 \times 6}{2} = 135 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 35,1 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1} = 476,23 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$ la condition est vérifier

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **IPE360** convient comme poutre palière

III.4 Pré dimensionnement des traverses :

Les traverses sont des poutres principales utilisées dans les toitures à deux versants. Généralement fabriquées à partir de profils métalliques de type IPE ou HEA, elles ont pour fonction de soutenir les éléments de la couverture et de reprendre l'ensemble des charges permanentes et des surcharges qui s'y appliquent.

Evaluation des charges :

III.4.1 Evaluation des charges :

III.4.1.1 Charges permanentes :

- Couverture panneau sandwich $G = 0,1045 \text{ KN/m}^2$
- Accessoires de pose $G = 0,02 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la panne $G = 0,158 \text{ KN/m}$
- Espacement entre pannes $e = 6 \text{ m}$

- La portée de la traverse $L = 12 \text{ m}$

$$G = 9 \times 0,158 + 6 \times (0,1045 + 0,02) = 2,17 \text{ KN/m}$$

III.4.1.2 Charges climatiques :

$$W = 1,4 \times 6 = 8,64 \text{ KN/m}$$

$$S = 0,129 \times \cos(3,25) \times 6 = 0,773 \text{ KN/m}$$

III.4.2 Le Pré dimensionnement :

$$\text{ELS : } q_s = G + W = 2,17 + 8,64 = 10,81 \text{ KN/m}$$

La condition de flèche

$$I_y \geq \frac{200 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{200 \times 10,81 \times 12000^3}{384 \times 210000} = 4632,86 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE270** de caractéristique suivante :

$$\begin{cases} I_y = 5790 \text{ cm}^4 \\ A_{vz} = 22,1 \text{ cm}^2 \\ W_{ply} = 484 \text{ cm}^3 \\ G_{IPE} = 36,1 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

Poids propre réel :

$$G = 9 \times 0,158 + 6 \times (0,1045 + 0,02) + 0,361 = 2,53 \text{ KN/m}$$

III.4.3 Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU : } q_u = G + 1,5W = 2,53 + 1,5 \times 8,64 = 15,49 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + W = 2,53 + 8,64 = 11,17 \text{ KN/m}$$

III.4.4 Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12}$$

$$M_{sd} = \frac{15,49 \times 12^2}{12} = 185,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 279,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{484 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 103,4 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} > M_{plrd} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée en augmentant la section on adopte **IPE360**

III.4.5 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,49 \times 12}{2} = 92,94 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 35,1 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 432,93 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd} = 216,57 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **IPE360** convient comme travers

III.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux chargés de transmettre aux fondations les efforts provenant des charges appliquées sur les poutres et les planchers. Ils sont principalement soumis à des efforts de compression axiale, mais peuvent également être sollicités en flexion composée lorsque des charges horizontales, comme celles dues au vent ou aux séismes, s'ajoutent aux charges verticales. En règle générale, les poteaux sont considérés comme encastrés à leur base et à leur tête, ce qui renforce leur stabilité. Leur prédimensionnement doit tenir compte à la fois de la compression axiale et des éventuels moments de flexion.

Pour l'étude structurelle, on choisit généralement le poteau central, car c'est celui qui reprend la plus grande part des charges verticales et horizontales. C'est sur ce poteau que s'appuie l'estimation initiale des dimensions, en fonction de la surface qu'il supporte et des sollicitations qu'il subit.

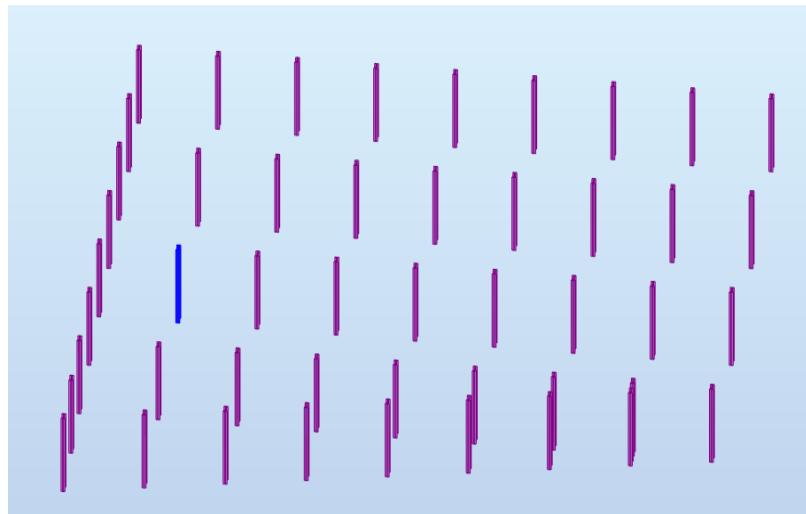


Figure III.17 : La vue en plan du poteau le plus sollicité

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$ avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface afférente la plus importante

$$S = (3+3) \times (6+6) = 72 \text{ m}^2$$

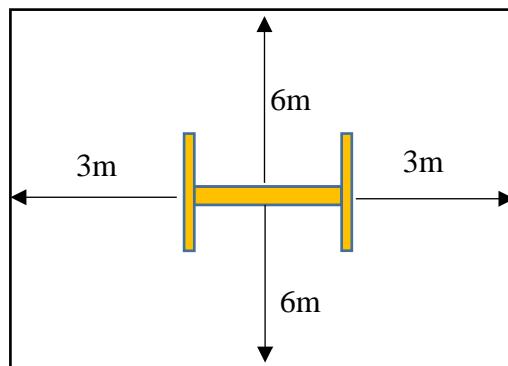


Figure III.18 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

Niveaux	RDC	+0,3	+6,0	+10,08	+14,08	+18,08
Plancher(KN)	264,62	122,78	264,62	243,92	243,92	243,92
Poutre principale (KN)	14,64	7,32	14,64	14,64	14,64	14,64
Poutre secondaire (KN)	1,572	1,572	1,572	1,572	1,572	1,572

Escalier (KN)	30,3	30,3	30,3	30,3	30,3	30,3
Solive (KN)	9,588	3,95	9,588	9,588	9,588	9,588
Mur (KN)	44,57	44,57	59,42	18,58	18,58	18,58
G _{Total} (KN)	364,29	210,49	395,9	318,6	318,6	318,6
Q _{Total} (KN)	198	90	198	264,6	264,6	264,6

Tableau III.6 : Evaluation des charges sur les poteaux du étage courant

	Toiture
Panneaux sandwich (KN)	7,524
Panne (KN)	9,024
Traverse (KN)	7,96
Accessoire (KN)	1,44
G _{Total} (KN)	25,95
Q _{Total} (KN)	72

Tableau III.7 : Evaluation des charges sur le poteau du 4^{eme} étage

III.5.1 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Tronçon du entre sol au RDC :

On a :

$$N_G = 3 \times 318,16 + 395,9 + 210,49 + 364,29 + 25,95 = 1951,02 \text{ KN}$$

$$N_Q = 3 \times 264,6 + 2 \times 198 + 90 + 72 = 1351,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1951,02 + 1,5 \times 1351,8 = 4661,58 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4661,58 \times 10^{-3} \times 1}{235} = 198,37 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEB500** Avec $A = 238,64 \text{ cm}^2$

III.5.2 Vérification du flambement :

On doit vérifier la condition suivante : $N_{plrd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_1}}$

On vérifie le flambement selon l'axe de faible inertie (l'axe Z- Z) du profilé avec : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{2,56}{7,27 \times 10^{-2}} = 35,21 \\ \lambda_{cr} = 93,9 \times 1 = 93,9 \\ \beta = 1 \text{ classe 1} \end{cases}$$

$l_f = 0,5 \times 1 = 2,56$ (Poteau bi encastré)

$\bar{\lambda} = \frac{35,21}{93,9} = 0,37 > 0,2$ il y a risque de flambement du Poteau

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\Phi^2 + \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection α est déterminé en fonction de la courbe de flambement correspondante à l'axe de calcul (**CCM 97 tableau 5.5.1 et tableau 5.5.3**)

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,66 > 1,2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (z-z) la courbe de flambement b} \quad \alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,37 - 0,2) + 0,37^2] = 0,6$$

$$\chi = \frac{1}{0,6 + [0,6^2 + 0,37^2]^{0,5}} = 0,77$$

$N_{plrd} = 0,77 \times 1 \times 23864 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3925,63 \text{ KN} < N_{sd} = 4661,58 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition ne pas vérifier}$

Donc on augmente la section de poteau à **HEB600**

$$\begin{cases} \lambda = \frac{2,56}{7,08 \times 10^{-2}} = 36,16 \\ \lambda_{cr} = 93,9 \times 1 = 93,9 \\ \beta = 1 \text{ classe 1} \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = \frac{36,16}{93,9} = 0,39 > 0,2$ il y a risque de flambement du Poteau

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{60}{30} = 2 > 1,2 \\ t_f = 25 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (z-z) courbe de flambement b} \quad \alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,39 \times (0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 0,5$$

$$\chi = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 + 0,39^2]^{0,5}} = 0,88$$

$$N_{plrd} = 0,88 \times 1 \times 27000 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 5076 \text{ KN} < N_{sd} = 4661,58 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition est vérifier}$$

Donc on adopte un **HEB600**

La méthode de prédimensionnements est identique pour l'ensemble des poteaux. Le calcul appliqué à chacun d'eux est récapitulé dans le tableau ci-après :

Etage	Profilé
Entre sol et RDC	HEB600
1 ^{er} 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	HEB400
4 ^{eme}	HEB220

Tableau III.8: pré dimensionnement des poteaux

III.6 Pré dimensionnement de contreventement :

III.6.1 Introduction :

Les contreventements sont des éléments structuraux conçus pour garantir la stabilité globale des ouvrages face aux actions horizontales. Ces efforts peuvent provenir du vent, des séismes, des freinages de ponts roulants, ou encore de chocs et de pressions accidentnelles.

Leur rôle principal est d'acheminer ces charges latérales jusqu'aux fondations, en assurant un comportement stable et cohérent de la structure.

On les retrouve principalement :

- En toiture, dans le plan des versants, sous forme de poutres au vent,
- Et en façade, dans les palées de stabilité.

Ils doivent être capables de résister aux efforts horizontaux, qu'ils proviennent des pignons ou des longs pans du bâtiment.

III.6.2 Rôles des contreventements :

Les contreventements assurent plusieurs fonctions essentielles dans le comportement des structures :

- Transmettre et reprendre les efforts horizontaux aux fondations causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Limiter les déplacements latéraux En augmentant la rigidité transversale de la structure, ils réduisent les déformations horizontales sous l'effet des charges.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonnance.

III.6.3 calculs de la poutre au vent :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces F_1 , F_2 , F_3 , F_4 qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.

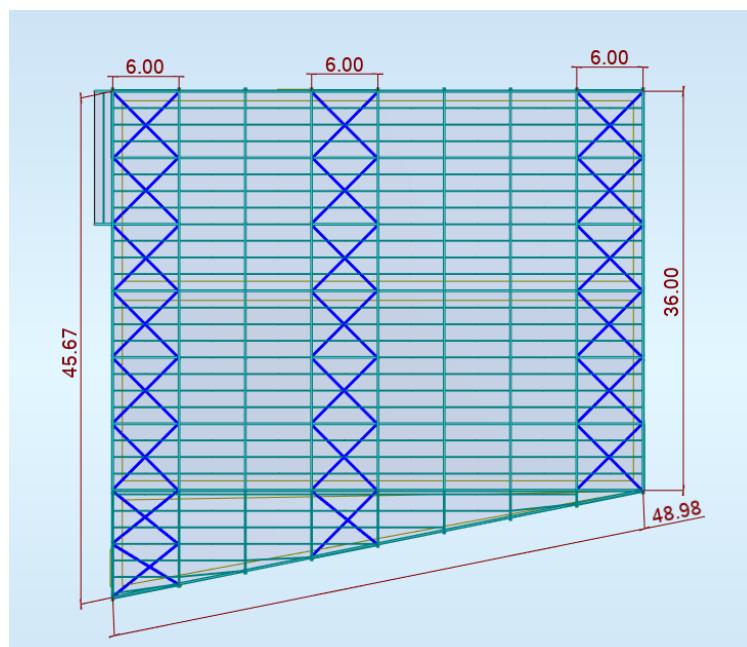


Figure III.19 : Vue en plan de la poutre au vent

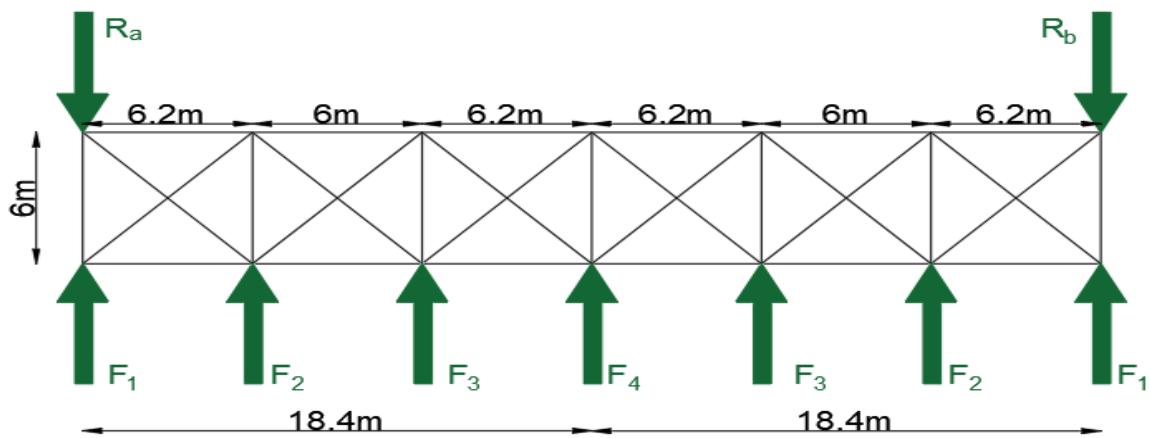


Figure III.20 : Schéma statique de la poutre au vent

On à :

$$F_{INT} = \left[1,5 \times (W \times S_i) + \frac{f_{FR}}{n} \right] \times 1,25 \Rightarrow \text{pour les forces intermédiaires}$$

$$F_{RIV} = \left[1,5 \times (W \times S_i) + \frac{f_{FR}}{n} \right] \Rightarrow \text{pour les forces de rive}$$

Avec :

W: Charge de vent maximal dans le Sens V2 :

W=1,35 KN/m²

f_{FR} : Force de frottement pour la direction de vent V2 avec :

$f_{FR} = 0$ KN

n : Nombre de nœud dans la poutre au vent avec :

n = 9

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux avec :

$$S_1 = \left[\frac{27,2}{2} \times 3,1 \right] + \left[(27,4 - 27,2) \times 3,1 \times \frac{1}{2} \right] = 42,47 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left[\left(27,4 - \frac{27,6}{2} \right) \times 6,1 \right] + \left[(27,8 - 27,4) \times 6,1 \times \frac{1}{2} \right] = 84,18 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[\left(27,8 - \frac{28}{2} \right) \times 6,1 \right] + \left[(28,2 - 27,8) \times 6,1 \times \frac{1}{2} \right] = 85,4 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \left[\left(28,2 - \frac{28,4}{2} \right) \times 6,2 \right] + [(28,4 - 28,2) \times 3,1] = 86 \text{ m}^2$$

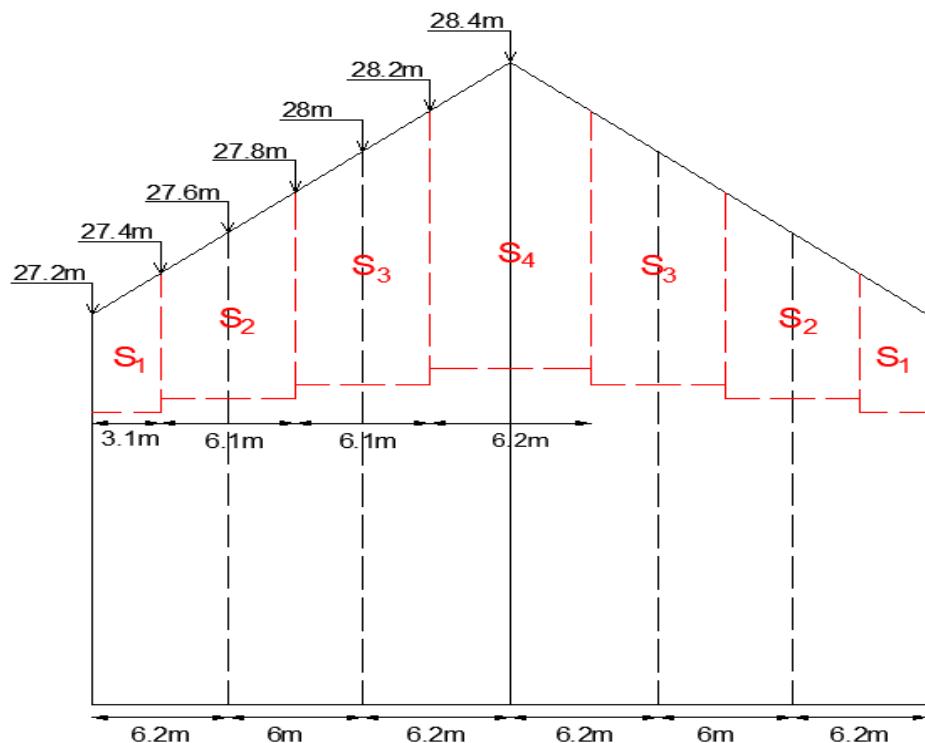


Figure III.21 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

	1	2	3	4
W	1,35			
$S_i(m^2)$	42,47	84,18	85,4	86
$F_i(KN)$	86	213	216,2	218

Tableau III.9 : Les valeurs des forces horizontales

Les réactions d'appuis :

$$R = R_a = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 624,2 \text{ KN}$$

III.6.3.1 Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prise en compte dans le calcul. D'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.

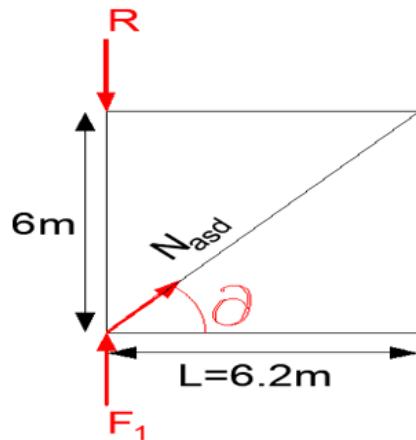


Figure III-22 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent

$$\alpha = \arctg \left(\frac{6}{6,2} \right) \rightarrow \alpha = 44^\circ$$

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$\sum F_V = F_1 - R_A + N_{tsd} \sin(\alpha) = 0 \rightarrow N_{tsd} = \frac{R_A - F_1}{\sin(\alpha)} = \frac{624,2 - 86}{\sin(44)} = 774,77 \text{ KN}$$

III.6.3.2 Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{774,77 \times 1,1}{23,5} = 36,26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour une simple CAE 150 × 150 × 14 avec **A= 40,31 cm²** des boulons M22 de classe 8.8 donc $d_0 = 24\text{mm}$.

III.6.3.3 Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : $\gamma_{m2} = 1,25$

On a :

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (15 \times 1,4) - (2,4 \times 1,4)$$

$$A_1 = 17,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (15 - 1,4) \times 1,4$$

$$A_2 = 19,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = 36,68 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{urd}} = \frac{0,9 \times 36,68 \times 10^2 \times 360}{1,25} = 950,75 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tsd}} = 774,77 \text{ KN} \leq N_{\text{urd}} = 950,75 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

III.6.3.4 Versifications des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE160) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

III.6.3.4.1 Détermination des efforts dans les montantes :

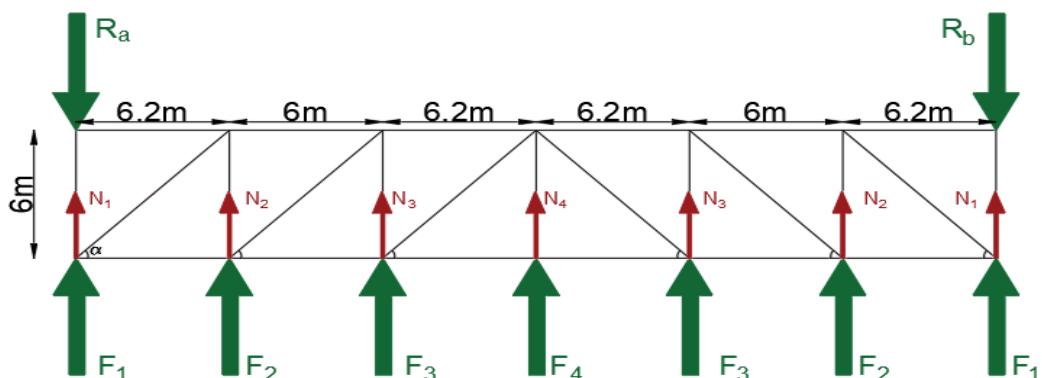


Figure III.23 : Schéma des efforts sur les montants

Par la méthode d'isolation des noeuds :

$$N_1 = 624,2 \text{ KN}$$

$$N_2 = 538,2 \text{ KN}$$

$$N_3 = 325,2 \text{ KN}$$

$$N_4 = 109 \text{ KN}$$

D'après le chapitre 3 on a :

$$N_{\text{PL}} = 49,41 \text{ KN}$$

$$X_{lt} = 0,55$$

$$M_{\text{sdy}} = 12,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sdz}} = 2,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 26,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 5,58 \text{ KN.m}$$

Les efforts N1 et N4 sont repris par la panne sablière.

III.6.3.4.2 Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire et comme suit :

$$\lambda_{lt} = 109,45$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{109,45}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,17 > 0,4 \rightarrow \text{y'a un risque de diversement}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{tsd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy}}{X_{lt} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{M_{plz}} < 1$$

On a :

$$N_{tsd} = \max(N_2 ; N_3 ; N_4) = 538,2 \text{ KN}$$

On calcul les élancements réduits puis en détermine X_{min} :

$$L_{kz} = 0,5L = 0,5 \times 6 = 3m$$

$$L_{ky} = L = 6m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,19$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{91,19}{93,9} = 0,97 > 0,2 \text{ y'a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{163}{93,9} = 1,74 > 0,2 \text{ y'a un risque de flambement.}$$

Choix de la courbe de flambements :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \\ t_f = 7,4mm < 40mm \end{cases}$$

$$\begin{cases} ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34 \\ YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21 \end{cases}$$

On a :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad ; \quad X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + 0,34(1,74 - 0,2) + 1,74^2] = 2,28$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + 0,21(0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1,1$$

$$\begin{cases} X_z = 0,27 \\ X_y = 0,62 \end{cases}$$

$$X_{min} = \min(0,27 ; 0,62) = 0,27$$

Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{X_z \times N_{pl}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

Avec :

$$\beta_{mlt} : \text{Facteur de moment uniforme équivalent} = 1,3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 1,74$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 1,74 \times 1,3 - 0,15 = 0,19$$

$$K_{lt} = 0,12 \leq 1$$

Calcul K_Z :

$$K_Z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{mZ} - 4) + \frac{w_{plz}}{w_{elz}} - 1$$

$$\mu_z = 1,74 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,1}{16,65} - 1 = -1,8 < 0,9$$

$K_Z = 8,59 > 1,5 \rightarrow$ donc en prendre $K_Z = 1,5$

Avec :

β_{mZ} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{mZ} = 1,3$

Application de la vérification :

$$\frac{538,2}{0,27 \times 429,41} + \frac{0,12 \times 12,91}{0,55 \times 26,47} + \frac{1,5 \times 2,41}{5,58} = 5,39 > 1 \rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section des montants. Pour avoir une bonne fixation de la couverture sur les pannes en opte sur un profilé de même hauteur que les pannes courantes $h=160$ mm , pour cela en opte sur un HEB160 pour les montants de la poutre au vent et on aura :

M_{sdy} (KN.m)	M_{sdz} (KN.m)	M_{ply} (KN.m)	M_{plz} (KN.m)	N_{plrd} (KN)	X_{lt}	X_{min}	K_{lt}	K_z
11,86	3,8	83,19	39,95	1276,05	0,93	0,74	0,99	1,3

Tableau III.10 : Sollicitation et coefficient de calcul pour un HEB160

On vérifie :

$$\frac{N_{tsd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy}}{X_{lt} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{sdz}}{M_{plz}} < 1$$

$$\frac{489,2}{0,74 \times 1276,05} + \frac{0,99 \times 11,86}{0,93 \times 83,19} + \frac{1,2 \times 3,8}{39,95} = 0,84 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D'où , on opte sur un **HEB160** pour les montants de la poutre au vent.

III.6.4 Calcul de la poutre sablière :

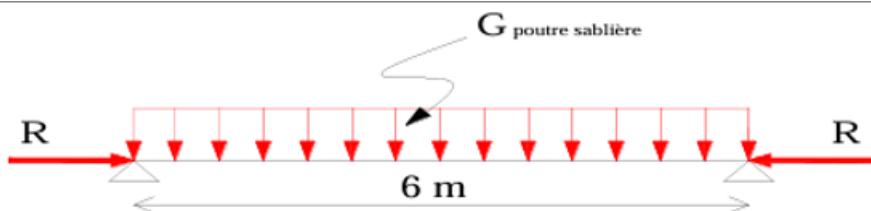


Figure III.24 : Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérés comme un effort de compression avec :

$$N_{tsd} = R = 624,2 \text{ KN}$$

III.6.4.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{624,2 \times 1,1}{23,5} = 9,12 \text{ cm}^2$$

On opte sur un **IPE220** avec $A = 33,4 \text{ cm}^2$

III.6.4.2 Vérification de la poutre sablière au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{tsd} \leq \frac{\beta_a \times A \times f_y \times X_{min}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$\beta_a = 1$ Section de classe I

L_k : Est la longueur de flambement de la poutre sablière avec $L_k = 6 \text{ m}$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{600}{9,11} = 65,86 \\ \lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{600}{2,48} = 241,94 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{65,86}{93,9} = 0,7 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{241,94}{93,9} = 2,58 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_y = 0,7 > 0,2 \rightarrow$ Donc il y a le risque de flambement

$\bar{\lambda}_z = 2,58 > 0,2 \rightarrow$ Donc il y a le risque de flambement

Choix de la courbe de flambements :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} ZZ \rightarrow \text{Courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0,34 \\ YY \rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0,21 \end{cases}$$

On a :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad ; \quad X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 4,23 \rightarrow X_z = 0,13$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,8 \rightarrow X_y = 0,84$$

$$X_{min} = \min(0,13 ; 0,84) = 0,13$$

$$\frac{\beta_a \times A \times f_y \times X_{min}}{\gamma_{m0}} = \frac{1 \times 23,5 \times 33,4 \times 0,13}{1,1} = 92,76 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 624,2 \text{ KN} > 92,76 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée on augmente la section du profilé à **HEB200**

$$X_{min} = 0,45$$

$$\frac{\beta_a \times A \times f_y \times X_{min}}{\gamma_{m0}} = \frac{1 \times 23,5 \times 78,1 \times 0,45}{1,1} = 750,83 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 624,2 \text{ KN} < 750,83 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.6.4.3 Vérification à la résistance :

On calcul :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{26,33}{93,9} = 0,28 < 0,4 \rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{tsd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy}}{X_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$M_y = \frac{1,35 \times G_{IPE200} \times L^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,613 \times 6^2}{8} = 3,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{642,5 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 137,26 \text{ KN.m}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} \quad ; \quad \varphi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_l (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

Avec : $\alpha_l = 0,21$ → pour les profilés laminés

$$X_{lt} = 0,86 \quad ; \quad \varphi_{lt} = 0,55$$

- Calcul K_{lt} :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{tsd}}{X_{min} \times N_{ply}}$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \bar{\lambda}_{lt} \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0,28 \quad ; \quad \beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 0,28 \times 1,3 - 0,15 = -0,095$$

$$X_{min} = 0,45 \quad ; \quad N_{tsd} = 624,2 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ply} = 1668,5 \text{ KN}$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0,095 \times 624,2}{0,45 \times 1668,5} = 1 \leq 1$$

Donc :

$$\frac{624,2}{0,45 \times 1668,5} + \frac{1 \times 3,72}{0,86 \times 137,26} = 0,86 < 1$$

La condition est vérifiée. Donc le choix de **HEB200** est satisfait.

III.6.5 Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon vers les fondations. On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

III.6.5.1 Détermination des efforts dans les barres :

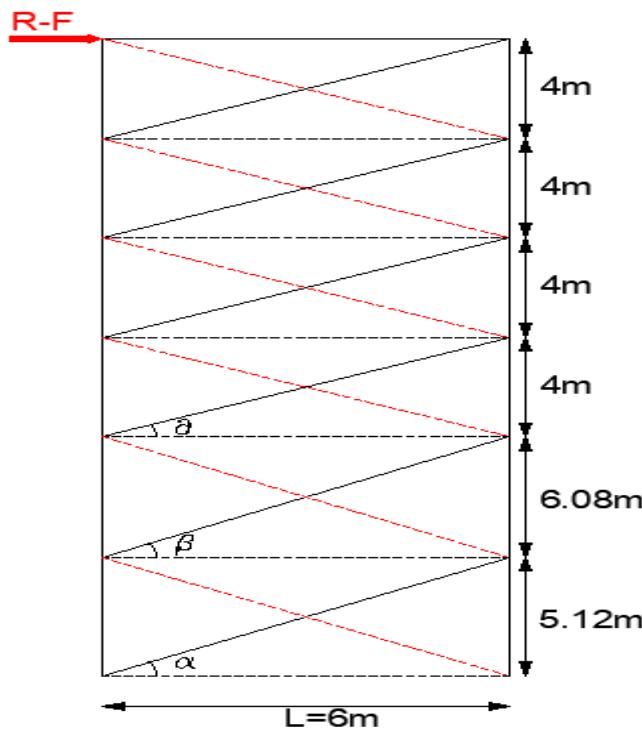


Figure III.25 : Schéma statique de la palée de stabilité

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{4}{6}\right) = 33,69^\circ \quad ; \quad \beta = \tan^{-1}\left(\frac{6,08}{6}\right) = 45,38^\circ \quad ; \quad \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{5,12}{6}\right) = 40,48^\circ$$

R : La réaction à l'appui

F : La force du vent au nœud

$$R - F = 624,2 - 86 = 538,2 \text{ KN}$$

$$R_H = 538,2 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{R_H}{\cos(\alpha)} = \frac{538,2}{\cos(45,38)} = 766,23 \text{ KN}$$

III.6.5.2 Section de la diagonale :

III.6.5.2.1 Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{max} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{766,23 \times 1,1}{23,5} = 35,86 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour une simple cornière **CAE 150×150×14** $\Rightarrow A = 40.31 \text{ cm}^2$. Avec des boulons M₂₂ de classe 8.8 donc $d_0 = 24 \text{ mm}$

III.6.5.2.2 Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

On a :

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = (15 \times 1,4) - (2,4 \times 1,4) = 17,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (15 - 1,4) \times 1,4 = 19,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{net} = 36,68 \text{ cm}^2$$

$$N_{urd} = \frac{0,9 \times 36,68 \times 10^2 \times 360}{1,25} = 950,75 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 766,23 \text{ KN} < N_{tsd} = 950,75 \text{ KN}$$

la condition est vérifier

III.7 Conclusion :

Pour minimiser les déplacements de notre structure, on opte pour nos éléments de contreventement :

- UPN240 Pour les diagonales de la palée de stabilité
- Des Cornières 2CAE 90x90x11 Pour les diagonales de la poutre au vent.

CHAPITRE IV
ETUDE DES PLANCHERS COLLABORANT

IV.1 Introduction

Dans le domaine de la construction, l'association de l'acier et du béton représente la solution la plus répandue. Malgré leurs natures distinctes, ces deux matériaux se complètent remarquablement, chacun apportant des avantages spécifiques :

- Le béton offre une excellente résistance à la compression, tandis que l'acier excelle en traction.
- Le béton assure une protection contre le phénomène de voilement pour les éléments en acier.
- Le béton protège l'acier de la corrosion et lui procure une isolation thermique appréciable en cas de fortes températures, améliorant ainsi sa résistance au feu.
- Sous réserve d'une conception appropriée, l'acier permet d'introduire de la ductilité dans la structure globale.

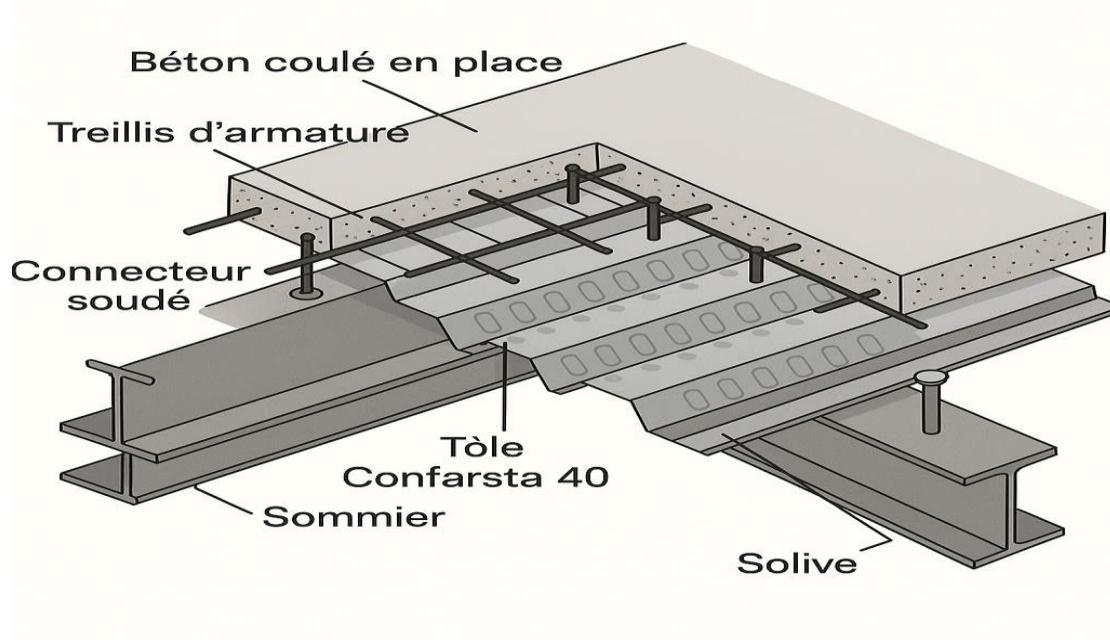


Figure.IV.1 : Les composants du plancher mixte

IV.2 Etude du plancher collaborant :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorables pour le dimensionnement des éléments du plancher sont montré sur la figure.... Ci-après :

- Entraxe entre les solives est de : $e = 1,2m$

- La longueur des solives est de : $L = 6 \text{ m}$

IV.3 Caractéristique des éléments constructifs :

- Dalle en béton armé d'épaisseur : $t = 12 \text{ cm}$
- Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) : $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{30500} = 6.88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- La limite élastique de traction de l'acier : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible du béton à la compression : $f_c28 = 25 \text{ MPa}$

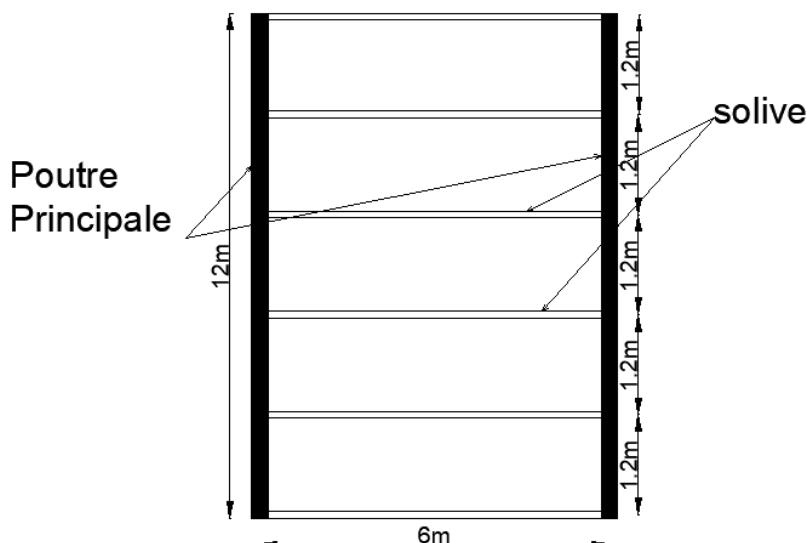


Figure.IV.2 : disposition des solives.

Méthode de calcul :

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

IV.4 Vérification des solives en phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton frais : $G_{béton} = 3 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation (ouvrier) : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

IV.4.1 Les combinaisons de charge :

Dans notre cas on a un entraxe des solives : $e=1,2m$

A l' ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e \text{ solive} = [1,35(0,15 + 3) + 1,5 \times 1] \times 1,2 = 6,903 \text{ KN/ml}$$

A l' ELS

$$q_s = (G + Q) \times e \text{ solive} = [(0,15 + 3) + 1] \times 1,2 = 4,98 \text{ KN/ml}$$

IV.4.2 Condition de la flèche :

On adopte un étalement à mi travée, donc $L = \frac{6}{3} = 3m$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{2,05 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{2,05 \times 250 \times 4,98 \times 3^3 \times 10^{-3}}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 85,45 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit on adopte un **IPE100** de caractéristique :

G (KN/m)	Aa (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)
0,081	10,3	171	39,4	5,08

Tableau IV-1 : Caractéristique d'IPE100

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE100 :

$$q_u = 1,2 \times [1,35(0,15 + 3) + 1,5 \times 1] + 1,35 \times 0,081 = 7,01 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,2 \times [(0,15 + 3) + 1] + 0,081 = 5,06 \text{ KN/ml}$$

IV.4.3 Vérification à la résistance :

Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,01 \times 3^2}{8} = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 8,42 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 7,89 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 8,42 \text{ KN.m} \rightarrow$ La condition vérifiée

Vérification du cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$

$$V_{sd} = 1,25 \times \frac{q_u \times \left(\frac{L}{2}\right)}{2} = 1,25 \times \frac{7,01 \times 3}{2} = 13,14 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{5,1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} \times \frac{1}{2} = 31,45 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 13,14 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 31,45 \text{ KN} \rightarrow$ La condition vérifiée.

IV.5 Vérification des solives en phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble, on doit tenir compte des chargements suivants :

- Poids propre du profilé IPE100 : $G_{profilé} = 0,081 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton sec : $G_{béton} = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du revêtement, carrelage, et accessoires : $G_{rev} = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

IV.5.1 Les combinaisons de charge :

A l'ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive}$$

$$q_u = [1,35(0,15 + 1,5 + 3) + 1,5 \times 3] \times 1,2 + (1,35 \times 0,081) = 13,04 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times \text{esolive}$$

$$q_s = [(0,15 + 3 + 1,5) + 3] \times 1,2 + (0,081) = 9,26 \text{ KN/ml}$$

IV.5.2 Vérification de la résistance :

➤ Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,04 \times 6^2}{8} = 58,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

➤ Calcul de largueur efficace du béton :

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{L_i}{8} ; \frac{b_i}{2} \right) \text{ Avec : } \begin{cases} L_i : \text{longueur de la solive} \\ b_i : \text{entraxe des solives} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{6}{8} ; \frac{1,2}{2} \right) = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

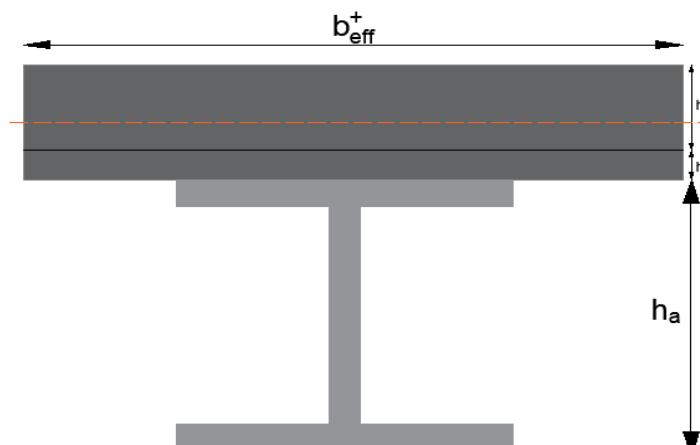


Figure IV.3 : Largueur efficace de la dalle

IV.6 Position de l'axe neutre plastique :

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{10,3 \times 23,5}{1,1} = 220,05 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{b_{eff} \times h_c \times 0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,12 \times 1,2 \times 0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2040 \text{ KN}$$

$F_a = 220,05 \text{ KN} \leq F_c = 2040 \text{ KN} \Rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dalle}$

- On calcule la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{220,05}{1,2 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5}} = 1,29 \text{ cm} < h_c$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 220,05 \times \left(\frac{0,1}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,0129}{2} \right) = 36 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_{sd} = 58,68 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 36 \text{ KN.m}$

Remarque :

En fonction des contraintes structurelles calculées les Profiles IPE100 à IPE160 se sont révélés insuffisant pour rependre les efforts. Le choix **IPE180** est satisfait.

Et on recalcule :

$$q_u = 13,18 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 9,36 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 59,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 510,59 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,03}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 99,57 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sd} = 59,31 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 99,57 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Soit de vérifié cette condition : $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,18 \times 6}{2} = 39,54 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{11,3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} \times \frac{1}{2} = 69,69 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 39,54 \text{ KN} \leq \frac{1}{2}V_{plrd} = 69,69 \text{ KN}$ \rightarrow condition vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

On doit satisfaire la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

➤ Calcul de l'inertie mixte par un calcul élastique :

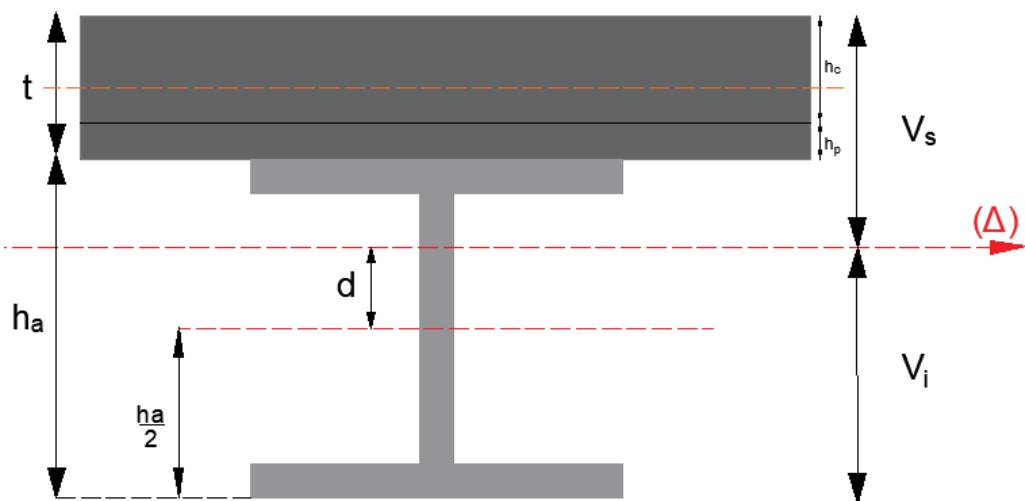


Figure IV.4 : Position de l'axe neutre (Δ)

Avec :

V_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ).

V_s : Position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre (Δ).

d : la distance entre l'axe neutre (Δ) et l'axe neutre de la solive.

$$I_{my} = I_{ay} + A_a \times (Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3 \times n}$$

On vérifie avec un calcul élastique la condition suivante :

$$A_a \times (h_a - Z_a - h_c) < \frac{A_c \times h_c}{2 \times n}$$

$$23,9 \times \left(30 - \frac{18}{2} - 12\right) = 215,1 \text{ cm}^3 < \frac{12 \times 1,2 \times 12 \times 10^2}{2 \times 6,88} = 1255,81 \text{ cm}^3$$

$215,1 \text{ cm}^3 < 1255,81 \text{ cm}^3 \Rightarrow$ Axe neutre élastique passe dans la dalle

S: Section mixte

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} = 23,9 + \frac{120 \times 12}{6,88} = 233,2 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \times S} = \frac{1,2 \times (0,12)}{6,88} \times \frac{0,12 + 0,18}{2 \times 233,2 \times 10^{-4}} = 13,5 \text{ cm}$$

$$Z_{el} = \frac{A_a \times n}{b_{eff}} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{A_a \times n} \times (h - Z_a)} \right]$$

$$Z_{el} = \frac{23,9 \times 10^{-4} \times 6,88}{1,2} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1,2}{23,9 \times 10^{-4} \times 6,88} \times (0,3 - 0,09)} \right] = 6,3 \text{ cm}$$

$$Z_m = h_{total} - Z_{el} = 30 - 6,3 = 24 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_{my} = 1317 + 23,9 \times \left(\frac{18}{2} - 24 \right)^2 + \frac{120 \times 6,3^3}{3 \times 6,88}$$

$$I_{my} = 8148,26 \text{ cm}^4$$

On calcul :

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9,36 \times 6^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210000 \times 8148,26 \times 10^{-8}} = 9,23 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée

IV.6.2 Calcul les contraintes de flexion :

➤ Contrainte dans la poutre d'acier :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{my}} \times V_i \quad \text{avec : } V_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{18}{2} + 13,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-59,31 \times 22,5 \times 10^{-5}}{8148,26 \times 10^{-8}} = -163,77 \text{ MPa}$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{my}} \times \left(V_s - (h_c + h_p) \right)$$

$$\text{avec : } V_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{18}{2} + 12 - 13,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{59,31 \times 10^{-3}}{8148,26 \times 10^{-8}} \times (7,5 - 12) \times 10^{-2} = -32,75 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte dans la dalle en béton :

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_{my}} \times V_s = \frac{59,31 \times 10^{-5}}{6,88 \times 8148,26 \times 10^{-8}} \times 7,5 = 7,93 \text{ MPa}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_{my}} \times (V_s - (h_c + h_p)) = \frac{59,31 \times 10^{-5}}{6,88 \times 8148,26 \times 10^{-8}} \times (7,5 - 12) = -4,76 \text{ MPa}$$

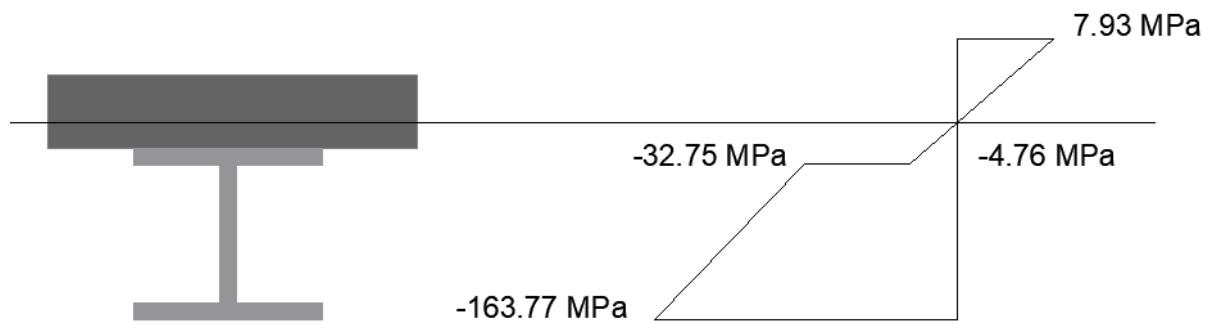


Figure IV.5 : Diagramme des contraintes de flexion simple

IV.6.3 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

Avec :

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'axe neutre de la section homogène

- Calcul β :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(8 + 4) + 18}{2} = 15 \text{ cm}$$

- Calcul α :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{23,9 \times 15} = 3,67 \text{ cm}$$

- Calcul B :

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 120 \times 12 = 1440 \text{ cm}^2$$

- Calcul K :

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_y \cdot A_a + B \cdot I_y + B \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$K = \frac{1440 \times 210000 \times 2 \times 15 \times 23,9 \times 10^{-14}}{(6,88 \times 1317 \times 23,9 \times 10^{-12}) + (1440 \times 1317 \times 10^{-12}) + (1440 \times 23,9 \times 10^{-8} \times 0,15^2)}$$

$$K = 219,97 \text{ MN/m}^3$$

- Calcul Y :

Y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,67 = 12,67 \text{ cm}$$

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12,67 + 12 = 24,67 \text{ cm}$$

➤ Les contraintes dans l'acier :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 219,97 \times (0,18 - 0,1267) = 11,72 \text{ Mpa}$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 219,97 \times 0,1267 = 27,87 \text{ Mpa}$$

➤ Les contraintes dans le béton :

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_2)}{n} = \frac{(210000 \times 2 \times 10^{-4} - 219,97 \times 0,2467)}{6,88} = -1,78 \text{ Mpa}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_1)}{n} = \frac{(210000 \times 2 \times 10^{-4} - 219,97 \times 0,1267)}{6,88} = 2,9 \text{ Mpa}$$

IV.6.4 Vérification des contraintes finales :

Dans l'acier

$$\begin{cases} \sigma_{ai} = -163,77 + 11,72 = -152,05 \text{ Mpa} \leq 235 \text{ Mpa} \\ \sigma_{as} = -32,75 + 27,87 = -4,88 \text{ Mpa} \leq 235 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Dans le béton

$$\begin{cases} \sigma_{bi} = -4,76 + 2,9 = -1,86 \text{ MPa} \leq 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bs} = 7,93 - 1,78 = 6,15 \text{ MPa} \leq 14,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

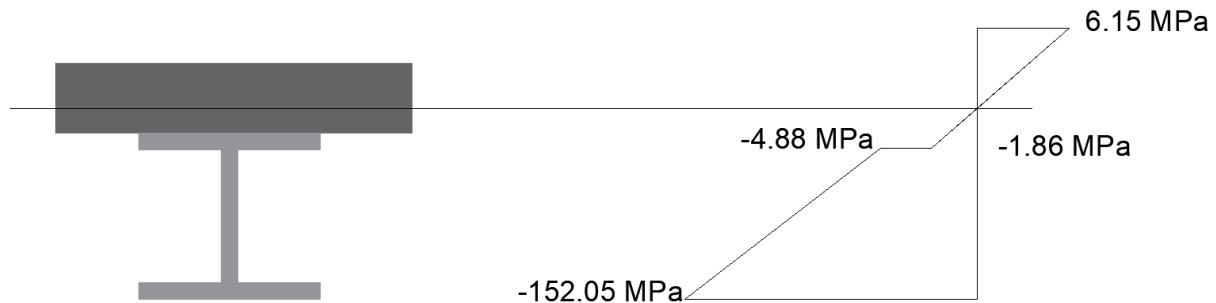


Figure IV.6 : Diagramme des contraintes finales

IV.7 Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

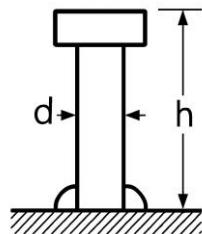


Figure IV.7 : caractéristique de connecteur

On choisit des connecteurs de diamètre Ø18.

Les caractéristiques des boulons de type M18 de classe 4.6

d(mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	Ørondelle (mm)	Øclé(mm)	d _m (mm)	F _{u,b} (Mpa)	F _{γ,b} (Mpa)
18	20	254	192	34	51	29,1	400	240

Tableau IV.2 : Caractéristique du connecteur M18 de classe 4.6

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On adopte : $h = 80 \text{ mm}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$Prd = \min (Prd1 ; Prd2)$$

$$\begin{cases} prd_1 = 0,85 \times \frac{F_{ub}}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \\ prd_2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{F_{ck} \cdot E_{cm}} \end{cases}$$

Avec :

- d : diamètre du goujon.
- Fu : résistance du goujon en traction, égale à 400MPA
- Fck : la résistance caractéristique du béton, égale à 25MPA
- Ecm : la valeur moyenne du module sécant du béton, égale à 30500MPA
- γ_v : Coefficient de sécurité pris égale à 1,25.
- α : Facteur de correction

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \text{ d'ou : } \alpha = 1$$

On aura :

$$\begin{cases} prd_1 = 0,85 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,11 \text{ KN} \\ prd_2 = \frac{0,29 \times 1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 65,64 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors :

$$\alpha = 1 \rightarrow \frac{h}{d} = \frac{80}{18} = 4,44 > 4$$

$$Prd = 65,11 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} d = 18 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} < 85 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow Prd' = \alpha \times Prd = 1 \times 65,11 = 65,11 \text{ KN}$$

IV.7.1 Effort de cisaillement

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m0}} ; 0,85 \cdot b_{eff} \times \frac{t \times f_{ck}}{\gamma_b} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{23,9 \times 23,5}{1,1} ; \frac{0,85 \times 120 \times 12 \times 2,5}{1,5} \right) = \min(510,59; 2040) = 510,59 \text{ KN}$$

IV.7.2 Nombre de goujons :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{p_{rd}} \rightarrow N \geq \frac{510,59}{65,11} = 7,84 \rightarrow \text{on prend 8 goujons}$$

Soit 8 goujons sur une distance de $L/2$. Donc 16 goujons sur toute la distance.

IV.7.3 Espacement :

$$L_{CR} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (t) ou 800 mm conformément à l'EC4

$$St \leq \min(6 \times t ; 800 \text{ mm}) = \min(720 \text{ mm}; 800 \text{ mm})$$

$$St \leq 720 \text{ mm}$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{CR}}{N} = \frac{300}{8} = 37,5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 40 \text{ cm}$$

IV.7.4 Vérification des soudures :

a : la gorge

$$a \leq \min(d ; t_f) = (18 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } a = 8 \text{ mm}$$

➤ Longueur de cordon de soudure circulaire :

$$L = \pi \times \Phi = \pi \times 18 = 56,55 \text{ mm}$$

➤ Effort résistant du cisaillement :

$$\text{S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ F_u = 360 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$F_{WRd} = a \times L \times \frac{F_u}{(\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3})} = 8 \times 56,55 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{(0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3})} = 94,03 \text{ KN}$$

➤ Effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{510,59}{8} = 63,82 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$F_{sd} = 63,82 \text{ KN} < F_{WRd} = 94,03 \text{ KN} \rightarrow \text{C'est vérifié}$

IV.8 Etude de la poutre principale :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges du plancher et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

IV.8.1 Caractéristique du plancher :

- Portée du sommier (la poutre maîtresse) : $L=12\text{m}$.
 - Entre axe des sommiers : $e_{sommiers} = 6\text{ m}$.
 - Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,2\text{m}$.
 - Charges permanentes du plancher : $G = 4,65\text{ KN/m}^2$.
 - Surcharges d'exploitation (Stockage) : $Q = 3\text{ KN/m}^2$
 - Poids de la solive : $P_{solive} = 0,188\text{ KN/ml}$

D'où : $P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommiers} = 0,188 \times 6 = 1,128 \text{ KN}$

$$G_{solive} = \frac{P_{solive}}{e_{solive}} \times n = \frac{1,128}{1,2} \times 10 = 9,4 \text{ KN/ml}$$

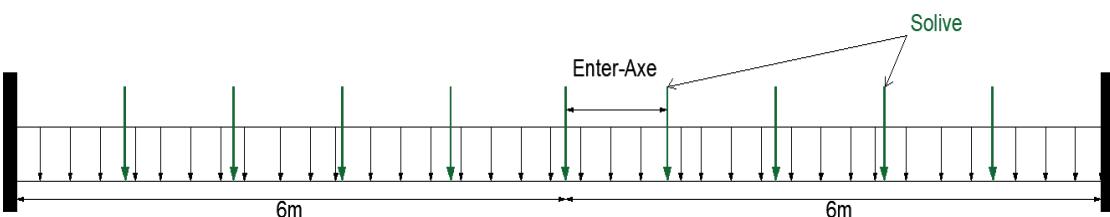


Figure IV.8 : Schéma statique de la poutre maîtresse

IV.8.2 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul donc les charges de la phase de construction sont :

- Le poids propre du béton frais : $G_{béton} = 3 \text{ KN/m}^2$

-Le poids propre de la tôle : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN}/m^2$

-Le poids propre de la solive (IPE180) : $G_{solive} = 0,188 \text{ KN}/ml$

-Le poids totale des solives (IPE180) : $G_{solive} = 9,4 \text{ KN}/ml$

-La Surcharge d'exploitation (ouvrier) : $Q = 1 \text{ KN}/m^2$

On aura :

$$G = (G_{benton} + G_{tôle}) \times e_{sommiers} + G_{solive} = (3 + 0,15) \times 6 + 9,4$$

$$G = 28,30 \text{ KN}/ml$$

$$Q = 1 \times e_{sommiers} = 1 \times 6 = 6 \text{ KN}/ml$$

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 28,30 + 1,5 \times 6 = 47,21 \text{ KN}/ml$$

ELS

$$q_s = G + Q = 28,30 + 6 = 34,30 \text{ KN}/ml$$

IV.8.2.1 Le pré dimensionnement :

On adopte un étalement à mi- travée donc : $\frac{L}{2} = 6 \text{ m}$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 34,3 \times 6^3 \times 10^{-3}}{384 \times 210000} \times 10^{12} = 2296,87 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un **IPE220** de classe I.

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE220 :

$$q_u = 47,56 \text{ KN}/ml$$

$$q_s = 34,56 \text{ KN}/ml$$

IV.8.2.2 Vérification au moment fléchissant :

On vérifie la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pld}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{12} = \frac{47,56 \times 6^2}{12} = 142,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{plrd} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{285,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 142,68 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 60,97 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition pas vérifiée}$

On augmente la section de profilé à **IPE360**

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE360 :

$$q_u = 47,97 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 34,87 \text{ KN/ml}$$

➤ Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} = 143,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{plrd} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1019,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 217,72 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 143,91 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 217,72 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

IV.8.2.3 Vérification au cisaillement :

Soit de vérifié cette condition : $V_{sd} \leq \frac{1}{2}V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times \left(\frac{L}{2}\right)}{2} = \frac{47,97 \times 6}{2} = 143,91 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{35,1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} \times \frac{1}{2} = 216,47 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 143,91 \text{ KN} \leq \frac{1}{2}V_{plrd} = 216,47 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

IV.8.3 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE360 : $G_{profilé} = 0,57 \text{ KN/ml}$

-Poids propre de la tôle (Cofrastra40) : $G_{tôle} = 0,15 \text{ KN/m}^2$

-Poids propre du béton sec : $G_{béton} = 3 \text{ KN/m}^2$

- Poids du revêtement, carrelage, et accessoires : $G_{rev} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

-Poids propre des solives IPE180 : $G_{solive} = 0,188 \text{ KN/ml}$

-La Surcharge d'exploitation : $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

Avec :

$$e_{sommier} = 6 \text{ m}$$

$$p_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,188 \times 6 = 1,128 \text{ KN}$$

$$G_{solive} = \frac{p_{solive}}{e_{solive}} \times n = \frac{1,128}{1,2} \times 10 = 9,4 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$G = (4,65 \times e_{sommier}) + G_{solive} + G_{IPE360} = 37,87 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3 \times e_{sommier} = 3 \times 6 = 18 \text{ KN/ml}$$

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 78,12 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q = 55,87 \text{ KN/ml}$$

IV.8.3.1 Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pld}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times (L)^2}{12} = \frac{78,12 \times 12^2}{12} = 937,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + t - \frac{Z_a}{2} \right)$$

➤ **Calcul de largeur efficace du béton :**

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{L_i}{8}; \frac{b_i}{2} \right) \text{ Avec :} \begin{cases} \text{Li : longueur de la sommier} \\ b_i : \text{entraxe des sommier} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{12}{8}; \frac{6}{2} \right) = 2 \times 1,5 = 3 \text{ m}$$

➤ Position de l'axe neutre plastique :

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,7 \times 23,5}{1,1} = 1553,14 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{b_{eff} \times h_c \times 0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,12 \times 3 \times 0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5100 \text{ KN}$$

$F_a = 1553,14 \text{ KN} \leq F_c = 5100 \text{ KN} \rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dall}$

On calcul la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{1553,14}{3 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5}} = 3,7 \text{ cm} < h_c$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_a}{2} \right) = 1553,14 \times \left(\frac{0,360}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,037}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 437,2 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_{sd} = 937,44 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 437,2 \text{ KN.m}$

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section des profilés à **IPE600**.

Avec :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 79 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 56,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 948 \text{ KN.m}$$

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{156 \times 23,5}{1,1} = 3332,727 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{b_{eff} \times h_c \times 0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,12 \times 3 \times 0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5100 \text{ KN}$$

$F_a = 3332,727 \text{ KN} \leq F_c = 5100 \text{ KN} \rightarrow \text{Axe neutre plastique passe dans la dalle}$

On calcule la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{3332,73}{3 \times \frac{0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5}} = 7,8 \text{ cm} < h_c$$

On calcule le moment plastique :

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_a}{2} \right) = 3332,73 \times \left(\frac{0,600}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,078}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 1269,77 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_{sd} = 948 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1269,77 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

IV.8.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

Soit de vérifié cette condition : $V_{sd} \leq V_{ply}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times (L)}{2} = \frac{79 \times 12}{2} = 474 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{83,8 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1033,61 \text{ KN}$$

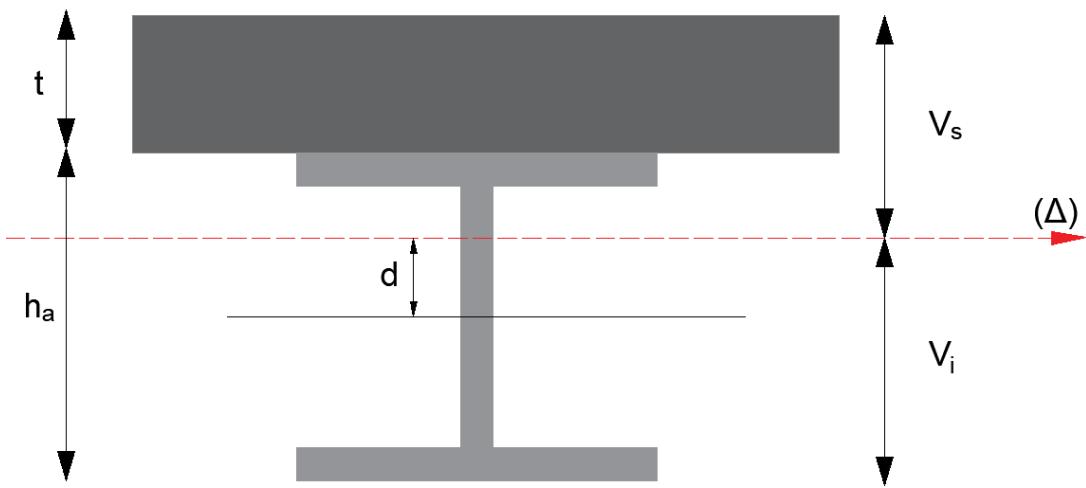
Donc : $V_{sd} = 449,7 \text{ KN} \leq V_{ply} = 1033,61 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

IV.8.3.3 Vérification de la flèche :

On doit satisfaire la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

➤ **Calcul de l'inertie mixte :**

Figure IV.9 : Position de l'axe neutre (Δ)

Avec :

V_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ).

V_s : Position de la fibre la plus tendue du béton par rapport à l'axe neutre (Δ).

d : la distance entre l'axe neutre (Δ) et l'axe neutre de la solive.

$$I_{my} = I_{ay} + A_a \times (Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3 \times n}$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} = 156 \times 10^{-4} + \frac{3 \times 0,12}{6,88} = 679,26 \text{ cm}^3$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \times S} = \frac{3 \times 0,12}{6,88} \times \frac{0,12 + 0,6}{2 \times 679,26 \times 10^{-4}} = 0,28 \text{ cm}$$

$$Z_{el} = \frac{A_a \times n}{b_{eff}} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{A_a \times n} \times (h - Z_a)} \right]$$

$$Z_{el} = \frac{156 \times 10^{-4} \times 6,88}{3} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 3}{156 \times 10^{-4} \times 6,88} \times (0,72 - 0,3)} \right] = 14 \text{ cm}$$

$$Z_m = h_{total} - Z_{el} = 72 - 14 = 58 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_{my} = 92083,5 + 156 \times \left(\frac{60}{2} - 58 \right)^2 + \frac{300 \times 14^3}{3 \times 6,88}$$

$$I_{my} = 254271,22 \text{ cm}^4$$

On calcul :

$$f_{cal} = \frac{56,52 \times 12000^4}{384 \times 210000 \times 254271,22 \times 10^4} = 5,72 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{12000}{250} = 48 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée

IV.8.3.4 Calcul les contraintes de flexion :

➤ Contrainte dans la poutre d'acier :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{my}} \times V_i \quad \text{avec : } V_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{60}{2} + 28 = 58 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{-948 \times 10^{-3}}{254271,22 \times 10^{-8}} \times 0,58 = -216,24 \text{ Mpa}$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_{my}} \times (V_s - (h_c + h_p))$$

$$\text{avec : } V_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{60}{2} + 12 - 28 = 14 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{948 \times 10^{-3}}{254271,22 \times 10^{-8}} \times (0,14 - 0,12) = 7,46 \text{ Mpa}$$

➤ Contrainte dans la dalle en béton :

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_{my}} \times V_s = \frac{948 \times 10^{-3}}{6,88 \times 254271,22 \times 10^{-8}} \times 0,14 = 7,59 \text{ Mpa}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_{my}} \times (V_s - (h_c + h_p)) = \frac{948 \times 10^{-3}}{6,88 \times 254271,22 \times 10^{-8}} \times (0,14 - 0,12)$$

$$\sigma_{bi} = 1 \text{ Mpa}$$

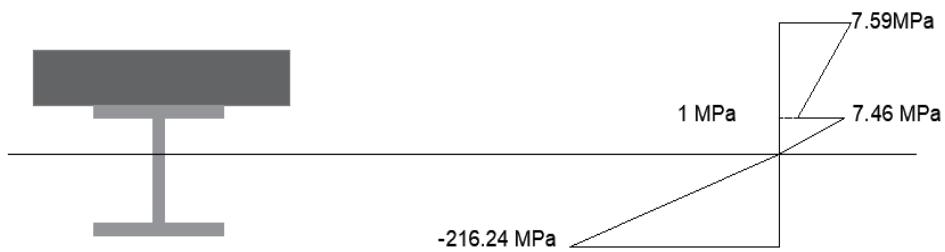


Figure IV.10 : Diagramme des contraintes de flexion simple

IV.8.3.5 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

Avec :

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'axe neutre de la section homogène

- Calcul β :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(8 + 4) + 60}{2} = 36 \text{ cm}$$

- Calcul α :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{92083,5}{156 \times 36} = 16,4 \text{ cm}$$

- Calcul B :

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 300 \times 12 = 3600 \text{ cm}^2$$

- Calcul K :

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_y \cdot A_a + B \cdot I_y + B \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$= \frac{3600 \times 10^{-4} \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 36 \times 10^{-2} \times 156 \times 10^{-4}}{(6,88 \times 92083,5 \times 10^{-8} \times 156 \times 10^{-4}) + (3600 \times 10^{-4} \times 92083,5 \times 10^{-8}) + (3600 \times 10^{-4} \times 156 \times 10^{-4} \times 0,36^2)}$$

$$K = 73,33 \text{ MN/m}^3$$

- Calcul Y :

Y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{60}{2} + 16,4 = 46,4 \text{ cm}$$

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 46,4 + 12 = 58,4 \text{ cm}$$

➤ Les contraintes dans l'acier :

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 73,33 \times (0,6 - 0,464) = 9,97 \text{ Mpa}$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 73,33 \times 0,464 = 34,03 \text{ Mpa}$$

➤ Les contraintes dans le béton :

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_2)}{n} = \frac{(210000 \times 2 \times 10^{-4} - 73,33 \times 0,584)}{6,88} = -0,12 \text{ Mpa}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times Y_1)}{n} = \frac{(210000 \times 2 \times 10^{-4} - 73,33 \times 0,464)}{6,88} = 1,16 \text{ Mpa}$$

IV.8.3.5 Vérification des contraintes finales :

Dans l'acier

$$\begin{cases} \sigma_{ai} = -216,24 + 9,97 = -206,27 \text{ Mpa} \leq 235 \text{ Mpa} \\ \sigma_{as} = 7,46 + 34,03 = 41,49 \text{ Mpa} \leq 235 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Dans le béton

$$\begin{cases} \sigma_{bi} = 1 + 1,16 = 2,16 \text{ Mpa} \leq 14,2 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bs} = 7,59 - 0,12 = 7,47 \text{ Mpa} \leq 14,2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

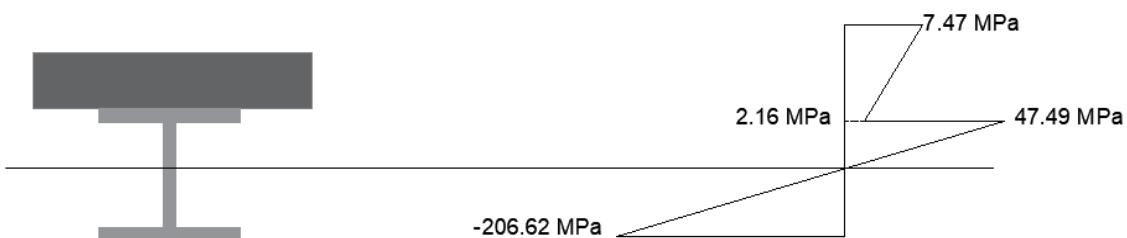


Figure IV.11 : Diagramme des contraintes finales

IV.9 Poutres secondaire

IV.9.1 Poutre secondaire (plancher courant)

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges du plancher, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ **Caractéristiques de la poutre secondaire (plancher courant) :**

- Portée de la poutre secondaire : $L=6m$
- Entre axe des poutres secondaires : $e_p = 1,2 m$
- Charge du plancher courant $G=4,65 \text{ KN}/m^2$
- Charge du mur extérieur $G_{mur}= 2,57 \times 6,08=15,63 \text{ KN}/m$
- Surcharges d'exploitation : $Q=3 \text{ KN}/m^2$

IV.9.2 Vérification de la flèche :

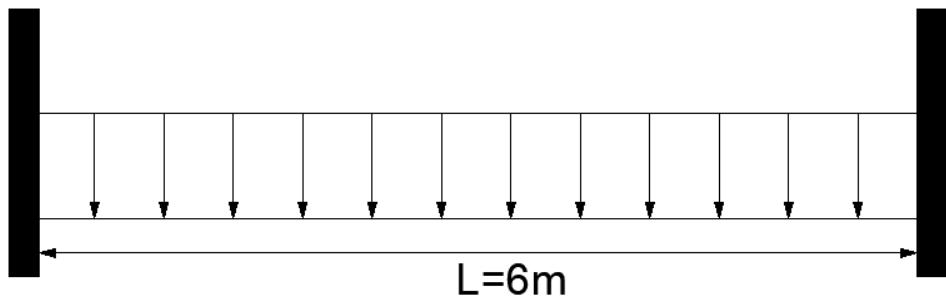


Figure IV.12 : Poutre secondaire uniformément chargée.

➤ **Combinaison des charges :**

$$p_s = (G + Q) \times e_p + G_{mur} \rightarrow p_s = (4,65 + 3) \times 1,2 + 15,63 = 24,81 \text{ kN}/\text{ml}$$

On doit satisfaire la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{p_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \times 24,81 \times 6000^3}{384 \times 210000} = 1661,38 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE200** de classe I avec : $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

➤ **Re vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé**

$$p' = p_s + G_p = 24,81 + 0,224 = 25,03 \text{ KN}/\text{ml}$$

$$f_{cal} = \frac{p_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{25,03 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 1943 \times 10^4} = 20,7 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$f_{cal} = 20,7 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \rightarrow$ Condition de flèche est vérifiée.

IV.9.3 Vérification de la résistance :

$$q_u = 1,35(G \times e_p + G_p + G_{mur}) + 1,5Q \times e_p$$

$$q_u = 1,35(4,65 \times 1,2 + 0,224 + 15,63) + (1,5 \times 3 \times 1,2)$$

$$q_u = 34,34 \text{ KN/ml}$$

➤ En travée :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{34,34 \times 6^2}{24} = 51,51 \text{ KN.m}$$

➤ En appui :

$$M_{sd} = -\frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{34,34 \times 6^2}{12} = -103,02 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment résistant plastique :

$$M_{plrd} = \frac{W_{plrd} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{221 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 51,93 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 50,51 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 51,93 \text{ KN.m} \rightarrow$ La résistance en travée est vérifiée

$|M_{sd}| = 103,02 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 51,93 \text{ KN.m} \rightarrow$ La résistance en appui pas vérifiée

IV.9.4 Vérification au cisaillement :

Soit de vérifié cette condition : $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{34,34 \times 6}{2} = 103,02 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{1}{2} \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1}{2} \times \frac{14 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 86,34 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 103,02 \text{ KN} > \frac{1}{2} V_{plrd} = 86,34 \text{ KN}$

La condition n'est pas vérifiée, comme solution on augmente la section des profilés à IPE270.

$$q_u = 1,35(G \times e_p + G_p + G_{mur}) + 1,5Q \times e_p$$

$$q_u = 1,35(4,65 \times 1,2 + 0,361 + 15,63) + (1,5 \times 3 \times 1,2)$$

$$q_u = 34,52 \text{ KN/ml}$$

➤ En travée :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{34,52 \times 6^2}{24} = 51,78 \text{ KN.m}$$

➤ En appui :

$$M_{sd} = -\frac{q_u \times L^2}{12} = -\frac{34,52 \times 6^2}{12} = -103,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{plrd} \times fy}{\gamma_{m1}} = \frac{484 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 103,4 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 51,78 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 103,4 \text{ KN.m} \rightarrow$ La résistance en travée est vérifiée

$|M_{sd}| = 103,56 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 103,4 \text{ KN.m} \rightarrow$ La résistance en appui est vérifiée

NB : pour satisfaire la condition de résistance au niveau des appuis, on a appliqué un jarret aux deux extrémités.

IV.9.5 Vérification au cisaillement :

Soit de vérifié cette condition : $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{34,52 \times 6}{2} = 103,56 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{1}{2} \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1}{2} \times \frac{22,1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 136,29 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 103,56 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{plrd} = 136,29 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

On voit bien que les conditions est vérifiée donc on opte sur un IPE270.



CHAPITRE V
ÉTUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Les séismes comptent parmi les phénomènes naturels les plus destructeurs pour les structures. Ils génèrent des actions dynamiques complexes, principalement sous forme d'efforts horizontaux appliqués aux fondations, provoquant des vibrations qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage. La résistance des structures face à ces sollicitations repose essentiellement sur les forces d'inertie liées à leur masse.

L'objectif de l'étude sismique est d'évaluer les efforts engendrés par un séisme et de déterminer leur répartition au sein du système de stabilité de la structure. Cette démarche vise à minimiser les dommages potentiels aux constructions, tout en garantissant la sécurité des occupants. Une conception rigoureuse, conforme aux prescriptions du **Règlement Parasismique Algérien RPA99 - version 2003**,

L'analyse structurelle a été réalisée à l'aide du logiciel **ROBOT**, permettant une modélisation précise et une simulation fiable du comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations sismiques.

V.2 Modélisation :

La modélisation consiste à créer un modèle représentant fidèlement une structure réelle, en suivant différentes étapes essentielles telles que la définition de la géométrie, l'application des conditions aux limites, et l'introduction des charges. Elle peut être réalisée de manière graphique, numérique, ou par une combinaison des deux, en utilisant une grande variété d'outils spécialisés disponibles pour simuler et analyser le comportement de la structure.

V.2.1 Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel dédié au calcul et à la conception des structures d'ingénierie. Il utilise la méthode des éléments finis pour analyser des structures planes et spatiales, qu'elles soient en acier, en bois, en béton armé ou constituées de matériaux mixte

V.3 Choix de la méthode de calcul :

Le **Règlement Parasismique Algérien (RPA)** prévoit trois méthodes de calcul pour évaluer la réponse sismique d'une structure et assurer son dimensionnement :

- la méthode statique équivalente
- l'analyse modale spectrale

- l'analyse dynamique basée sur des accélérogrammes
- Vue la particularité de notre structure et d'après le règlement RPA99V2003, le calcul se fera par la méthode statique équivalente

V.3.1.1 La méthode statique équivalente :

La méthode basée sur les spectres de réponse est la plus utilisée pour l'analyse dynamique des structures. Cependant, conformément aux exigences du RPA 99 version 2003, l'effort tranchant dynamique calculé doit être supérieur ou égal à 80 % de l'effort tranchant obtenu par la méthode statique. Par conséquent, ce dernier est généralement évalué à l'aide de la méthode statique équivalente.

a) Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment doit être conçu et construit de façon à pouvoir résister à la force sismique totale \mathbf{V} , appliquée à sa base. Cette force doit être évaluée dans deux directions horizontales perpendiculaires, conformément à la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4.1) de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas on est dans la zone IIa groupe d'usage 2 nous trouverons :

$$A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et données par le **tableau 4.7** du **[RPA99/version 2003]**.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie S3

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$T_2=0,50s$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$

Avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de ξ sont données dans le tableau 4.2 du RPA

L'ossature de la structure est constitué de portiques en acier avec remplissage dense, donc on aura : $\varepsilon = 5\%$ d'où $\eta = 1$

b) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale d'une structure représente un paramètre clé dans la conception parasismique. Le **RPA 99/2003** propose deux approches pour l'estimer : l'utilisation de formules empiriques ou le recours à des méthodes analytiques et numériques. La formule empirique recommandée est présentée dans **l'équation (4.6)** :

$$T = C_T \times H_N^{3/4}$$

H_N : Hauteur mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure, $H_N=28,4\text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, $C_T=0,05$ donné par le tableau 4.6 de RPA/2003.

$$\text{D'où : } T = 0,05 \times 28,4^{3/4} = 0,62s$$

$$\Rightarrow T^x_{\text{calculer}} = 1,1 > 1,3 \times 0,62 = 0,8\text{ s}$$

$$T^y_{\text{calculer}} = 1,22 > 1,3 \times 0,62 = 0,8\text{ s}$$

Donc on prendre $T = 0,8\text{ s}$ dans les deux sens X et Y

$$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3\text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 1 \left(\frac{0,5}{0,8}\right)^{2/3} = 1,82$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est retirée à partir de **tableau (4.3) de RPA** en fonction de système de contreventement.

$R_x = R_y = 4$ (Ossature contreventée par palées triangulées en X suivant les deux sens de calcul).

Q : Facteur de qualité qui est Q est déterminé par la formule suivante

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

« Critère q »	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau V .1 : Valeurs du facteur de qualité

D'où :

$$\begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$$

W : Poids total de la structure, est donné par la formule suivante

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} :Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure. **W_{Qi}** = Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le **tableau 4.5 du RPA99**

Entrepôts, hangars $\beta = 0,5$

$W = 67465,06 \text{ KN}$ (Donné par **Logiciel ROBOT2023**)

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1}{4} \times 67465,06 = 4604,49 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1,05}{4} \times 67465,06 = 4834,71 \text{ KN}$$

V.3.1.2 La méthode modale spectrale :

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, la valeur maximale des effets induits dans la structure par les actions sismiques, représentées sous forme de spectre de réponse. Les effets ainsi obtenus pour chaque mode sont ensuite combinés afin d'évaluer la réponse globale de la structure.

a) Spectre de calcul de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients A, T_1, T_2, η, Q, R , sont déjà déterminée.

b) Le spectre de repense :

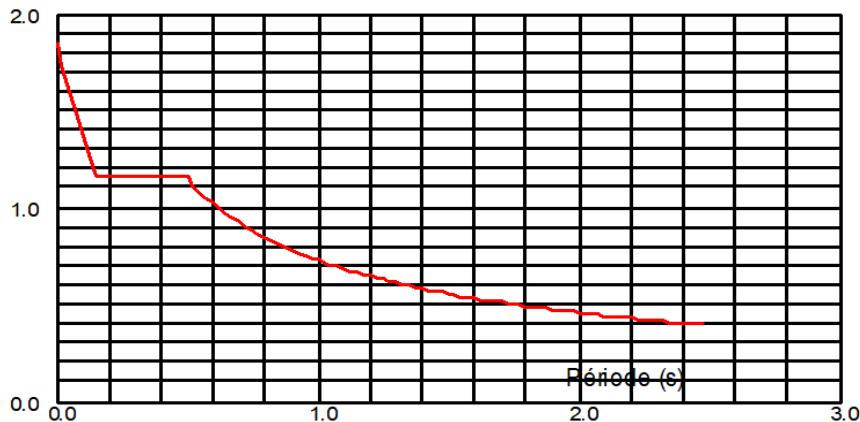


Figure V.1 : Spectre de repense selon X

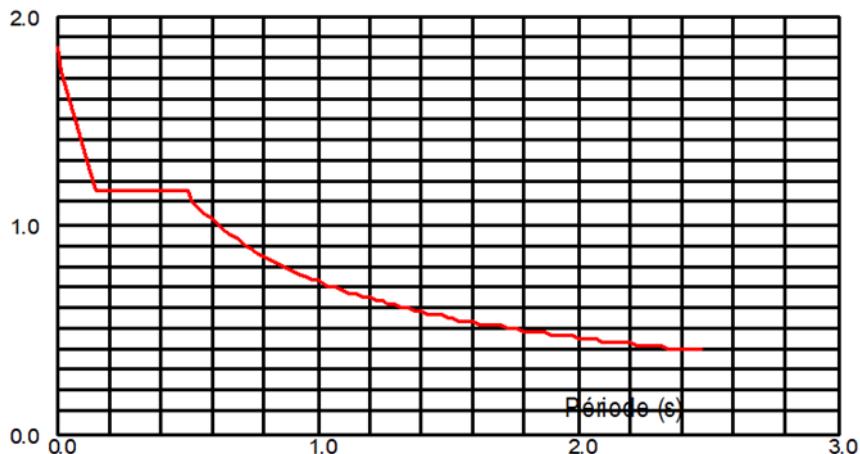


Figure V.2 : Spectre de repense selon Y

c) Les modes de vibration :

L'analyse modale de la structure a mis en évidence que les deux premiers modes sont principalement associés à des déplacements translatoires du système structural, tandis que le troisième mode présente une prédominance de rotation autour de l'axe vertical, comme le confirment les formes modales illustrées dans les figures suivantes :

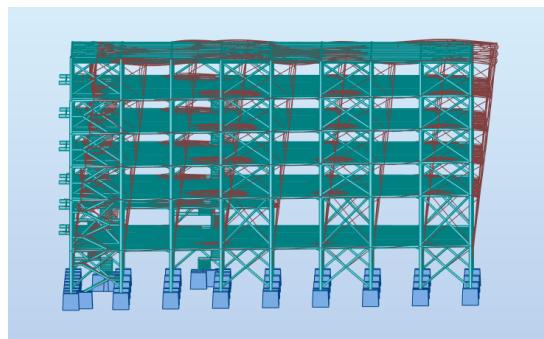


Figure V.3: Translation suivant X (mode 2)

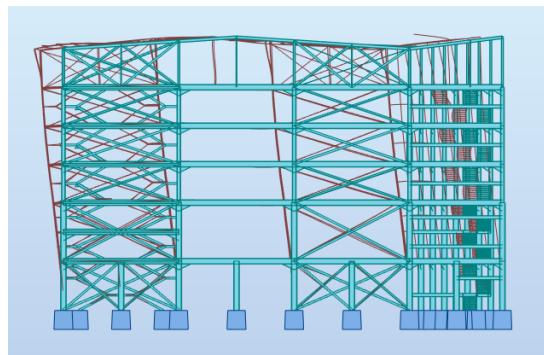


Figure V.4: Translation suivant Y (mode 1)



Figure V.5 : Torsion (mode 3)

V.4 Vérification de la structure :

V.4.1 Pourcentage de participation de masse :

Mode	Période (s)	Masses cumulées (U _x %)	Masses cumulées (U _y %)	Masses modales (U _x %)	Masses modales (U _y %)	Masses Totale (Kg)
1	1,22	21,89	60,2	21,89	60,2	6746506,87
2	1,1	81,32	82,25	59,43	22,05	6746506,87
3	0,82	81,35	82,26	0,03	0,01	6746506,87
4	0,4	83,43	88,02	2,08	5,76	6746506,87
5	0,38	85,97	88,12	2,54	0,11	6746506,87
6	0,38	89,12	88,98	3,15	0,85	6746506,87
7	0,37	89,13	88,99	0	0,01	6746506,87
8	0,37	89,16	89	0,04	0,01	6746506,87
9	0,37	89,17	89	0,01	0	6746506,87
10	0,37	89,28	89,26	0,11	0,26	6746506,87
11	0,34	91,66	89,27	2,38	0,01	6746506,87
12	0,34	91,91	89,27	0,25	0	6746506,87
13	0,34	91,97	89,54	0,06	0,27	6746506,87
14	0,33	92,02	89,54	0,05	0	6746506,87
15	0,33	92,02	89,58	0,01	0,04	6746506,87
16	0,33	92,07	89,78	0,05	0,2	6746506,87
17	0,33	92,07	89,8	0	0,01	6746506,87
18	0,33	92,07	89,81	0	0,02	6746506,87
19	0,33	92,08	90	0,01	0,19	6746506,87
20	0,33	92,1	90,11	0,02	0,11	6746506,87
21	0,33	92,12	90,21	0,02	0,1	6746506,87
22	0,32	92,12	90,21	0	0	6746506,87
23	0,32	92,12	90,21	0	0	6746506,87
24	0,32	92,13	90,23	0,01	0,02	6746506,87
25	0,32	92,13	90,23	0	0	6746506,87
26	0,32	92,13	90,23	0	0	6746506,87
27	0,32	92,15	90,24	0,02	0,01	6746506,87
28	0,32	92,15	90,25	0	0,01	6746506,87
29	0,32	92,15	90,25	0	0	6746506,87
30	0,32	92,15	90,25	0	0	6746506,87

Figure V.2 : Pourcentage de participation massique

D'après le tableau, on observe que le taux de participation de la masse dépasse les 90 % dès le mode 11, ce qui est généralement considéré comme suffisant pour représenter fidèlement le comportement global de la structure.

Dans les premiers modes on a :

- 1^{er} Mode on a une translation suivant l'axe YY
- 2^{em} Mode on a une Translation suivant l'axe XX
- 3^{em} Mode on a une Rotation suivant de l'axe ZZ

V.4.2 Vérification de la résultante de la force sismique à la base :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$ Les résultats présentés dans le tableau suivant :

Forces sismique	V _{dyn} (KN)	0,8V _{stat} (KN)	Observation
Sens XX	3376,39	3683,59	Pas Verifier
Sens YY	3262,52	3867,77	Pas Verifier

Tableau V.3 : Vérification de la résultante de la force sismique à la base

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de (0,8V_{st}/V_{dyn})

Selon xx : 3683,59/3376,39 = 1,09

Selon YY : 3867,77/3262,52 = 1,18

V.4.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement à chaque niveau δ_K de la structure est calculé par la formule (4.-19) du RPA

$$\delta_K = \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} \times R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement, pour notre cas $R_x = R_y = 4$

Le déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à :

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ il faut vérifier la condition suivant : $\Delta_K < 1.0\% \cdot h_K$

Sens XX						
Niveau	h_K (m)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	1. 0% h_K (cm)	OBS
Entre sol	5,12	0,47	2,14	2,14	5,12	Vérifiée
RDC	6,08	1,2	5,46	3,32	6,08	Vérifiée
Etage 1	4	1,67	7,64	2,18	4	Vérifiée
Etage 2	4	2,12	9,7	2,06	4	Vérifiée
Etage 3	4	2,5	11,44	1,74	4	Vérifiée
Etage 4	5,2	3	13,73	2,29	5,2	Vérifiée

Tableau V.4 : Déplacement selon le sens X-X

Sens YY						
Niveau	h_K (m)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	1. 0% h_K (cm)	OBS
Entre sol	5,12	0,5	2,37	2,37	5,12	Vérifiée
RDC	6,08	1,37	6,49	4,12	6,08	Vérifiée
Etage 1	4	1,92	9,1	2,61	4	Vérifiée
Etage 2	4	2,35	11,15	2,05	4	Vérifiée
Etage 3	4	2,62	12,43	1,28	4	Vérifiée
Etage 4	5,2	2,82	13,37	0,94	5,2	Vérifiée

Tableau V.5 : Déplacement selon le sens Y-Y

V.4.4 Vérification de l'effet de deuxième ordre (P-Δ) :

Conformément aux prescriptions du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003, version révisée 2010)**, les effets de second ordre, peuvent être négligés si le coefficient de stabilité θ reste inférieur ou égal à 0,10.

Ce coefficient est défini par la relation suivante :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq = 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « K ».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

H_K : Hauteur de l'étage « K ».

Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_K}$

Si $\theta_K > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	H _K (m)	P _K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _K (m)	V _K (KN)	θ _K	Δ _K (m)	V _K (KN)	θ _K
Entre sol	5,12	67465,06	0,0214	3864,27	0,07	0,0237	3870,97	0,08
RDC	6,08	52545,45	0,0332	3579,54	0,08	0,0412	3618,64	0,09
1 ^{er} etage	4	38166,14	0,0218	2960,26	0,07	0,0261	2983,59	0,08
2 ^{eme} etage	4	26082,2	0,0206	2281,32	0,06	0,0205	2268,16	0,06
3 ^{eme} etage	4	14005,34	0,0174	1403,77	0,04	0,0128	1367,14	0,03
4 ^{eme} etage	5,2	1938,42	0,0229	294,95	0,03	0,0094	268,32	0,01

Tableau V.6 : Vérification des effets $P - \Delta$

D'après les résultats obtenus dans les deux tableaux (pour les directions X et Y), la valeur du produit θ est inférieure à 0,10. Par conséquent, conformément aux exigences du **RPA 2003**, les effets de second ordre (P-Δ) peuvent être négligés.

CHAPITRE VI
VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS

VI.1 Introduction :

"L'analyse des éléments structuraux requiert une évaluation complète des différentes charges : permanentes, d'exploitation et sismiques. Les efforts résultants, obtenus à l'aide du logiciel ROBOT, servent de base à la vérification de la structure, au dimensionnement des assemblages ainsi qu'à l'étude de l'infrastructure."

VI.2 Vérification des poteaux :

On doit vérifier le poteau le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable

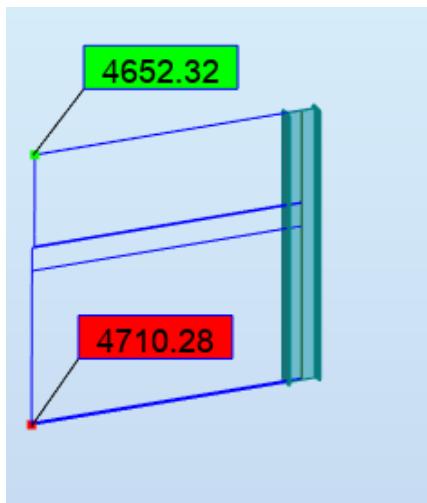


Figure VI.1 : Diagramme du poteau le plus sollicité de section HEB600 dans entre sol

combinaison	$N(kN)$	$My (kN.m)$	$Mz (kN.m)$	$Vy (kN)$	$Vz (kN)$
1,35G+1,5Q	4710,28	80,43	24,69	13,51	25,84

Tableau VI.1 : Sollicitation dans le poteau le plus sollicité

VI.2.1 Classe de la section :

Classe de l'âme (Flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ avec } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{4710,28}{1,55 \times 23,5} = 129,31 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1}{486} \times \left(\frac{486-129,31}{2} \right) = 0,36 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow 31,35 \leq 107,6 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \varepsilon \Rightarrow 5 \leq 33 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1. Donc : le profilé est de classe 1.}$$

VI.2.2 Vérification à la résistance :

VI.2.2.1 Vérification de l'Effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{1108 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1366,64 \text{ KN}$$

$$V_z = 25,84 \text{ KN} < V_{plz} = 1366,64 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$V_z = 25,84 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 683,32 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

VI.2.2.2 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{6425,1 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 1372,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 80,43 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1372,63 \text{ KN.m} \rightarrow \text{la condition est vérifier}$$

VI.2.3 Vérification à l'instabilité :

VI.2.3.1 Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \pi = 93,91$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

C₁ = facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement

Le poteau est bi encastré donc C₁ = 0,94

L : longueur de maintien latéral.

Le poteau le plus sollicité est de longueur 5,12m d'où la longueur est :

$$L = 0,5 \times 5,12 = 2,56 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{256/7,08}{\sqrt{0,94} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{256/7,08}{60/3} \right)^2 \right]^{0,25}} = 35,8$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{35,8}{93,91} \right) \times \sqrt{1} = 0,37 < 0,4 \text{ donc pas de risque de déversement}$$

VI.2.3.2 Vérification au flambement-flexion sans risque de déversement :

Pour vérifier l'interaction **flambement-flexion** dans le cas des **sections de classe 1 ou 2**, la condition suivante doit être respectée :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(\frac{A \times f_y}{\gamma_{m_1}} \right)} + \frac{k_y \times M_y}{W_{ply} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m_1}} \right)} + \frac{k_z \times M_z}{W_{plz} \left(\frac{f_y}{\gamma_{m_1}} \right)} \leq 1$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9 \quad \varepsilon = 93,3 \times 1 = 93,3$$

$l_{kz} = l_{ky} = 0,5 \times 1 = 2,56$ (Pouteau bi_encastré)

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{256}{7,08} = 36,15$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = \frac{36,15}{93,3} = 0,38 > 0,2 \rightarrow \text{Il y'a un risque de flambement}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{256}{25,17} = 10,17$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{10,17}{93,3} = 0,1 > 0,2 \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Le facteur d'imperfection $\bar{\lambda}$ est déterminé en fonction de la courbe de flambement correspondante à l'axe de calcul (**CCM 97 tableau 5.5.1 et tableau 5.5.3**)

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{60}{30} = 2 > 1,2 \\ t_f = 25 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (z-z)} \Rightarrow \text{courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

Selon l'axe (y-y) \Rightarrow courbe de flambement a $\Rightarrow \alpha = 0,2$

$$\chi_z = \frac{1}{\emptyset_z + [\emptyset_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \text{ et } \chi_y = \frac{1}{\emptyset_y + [\emptyset_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec } \emptyset = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\emptyset_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,1 - 0,2) + 0,1^2] = 0,49$$

$$\emptyset_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,6$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,49 + [0,49^2 + 0,1^2]^{0,5}} = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,6 + [0,6^2 + 0,38^2]^{0,5}} = 0,76$$

Calcul K_z et K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ et } K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ et } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{mz} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_m = 1,8 - 0,7 \psi$$

$$\psi_y = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{25}{80,43} = 0,31 \Rightarrow \beta_{my} = 1,8 - 0,7 \times 0,31 = 1,58$$

$$\psi_z = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{20,70}{24,68} = 0,84 \Rightarrow \beta_{mz} = 1,8 - 0,7 \times 0,84 = 1,21$$

$$\text{D'où } \mu_y = 0,04 \text{ et } \mu_z = -0,47$$

$$K_y = 1 \text{ et } K_z = 1$$

$$\frac{4710,28 \times 10^3}{0,76 \left(\frac{27000 \times 235}{1} \right)} + \frac{1 \times 80,43 \times 10^6}{6425,1 \times 10^3 \times \left(\frac{235}{1} \right)} + \frac{1 \times 24,68 \times 10^6}{1391,1 \times 10^3 \left(\frac{235}{1} \right)} = 1,11 > 1$$

⇒ Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

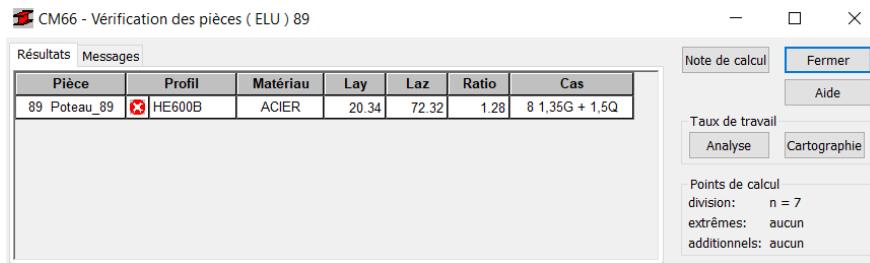


Figure VI.2 : Vérification de poteau du entre sol

Le profilé ne résistant pas aux sollicitations, des poutres de chaînage sont mises en place à une hauteur de 3 mètres sur le poteau afin de limiter le risque de flambement

Les nouveaux efforts donnés par ROBOT sont :

$$\begin{cases} N = 4719,15 \text{ KN} \\ M_y = 34,58 \text{ KN.m} \\ M_z = 10,36 \text{ KN.m} \\ V_y = 5,63 \text{ KN} \\ V_z = 21,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$l_{kz} = l_{ky} = 0,7 \times 1 = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{210}{7,08} = 29,66$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = \frac{29,66}{93,3} = 0,31 > 0,2 \rightarrow \text{Il y'a un risque de flambement}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{210}{25,17} = 8,34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{8,34}{93,3} = 0,08 > 0,2 \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Le facteur d'imperfection α est déterminé en fonction de la courbe de flambement correspondante à l'axe de calcul (**CCM 97 tableau 5.5.1 et tableau 5.5.3**)

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{60}{30} = 2 > 1,2 \\ t_f = 25 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (z-z) courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,3$$

Selon l'axe (y-y) ⇒ courbe de flambement a ⇒ $\alpha = 0,2$

$$\chi_z = \frac{1}{\emptyset_z + [\emptyset_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \text{ et } \chi_y = \frac{1}{\emptyset_y + [\emptyset_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec } \emptyset = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,08 -0,2) + 0,08^2] = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,31 -0,2) + 0,31^2] = 0,57$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,49 + [0,49^2 + 0,1^2]^{0,5}} = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,57 + [0,57^2 + 0,31^2]^{0,5}} = 0,82$$

Calcul K_z et K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ et } K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ et } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{mz} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_m = 1,8 - 0,7 \psi$$

$$\psi_y = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{30,59}{34,58} = 0,88 \Rightarrow \beta_{my} = 1,8 - 0,7 \times 0,88 = 1,18$$

$$\psi_z = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{6,54}{10,36} = 0,63 \Rightarrow \beta_{mz} = 1,8 - 0,7 \times 0,63 = 1,36$$

D'où $\mu_y = -0,004$ et $\mu_z = -0,26$

$$K_y = 1 \text{ et } K_z = 1$$

$$\frac{4719,15 \times 10^3}{0,82 \left(\frac{27000 \times 235}{1} \right)} + \frac{1 \times 34,58 \times 10^6}{6425,1 \times 10^3 \times \left(\frac{235}{1} \right)} + \frac{1 \times 10,36 \times 10^6}{1391,1 \times 10^3 \left(\frac{235}{1} \right)} = 0,95 < 1$$

La condition est vérifiée donc on adopte HEB600 avec chainage à une hauteur de 3 mètres

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

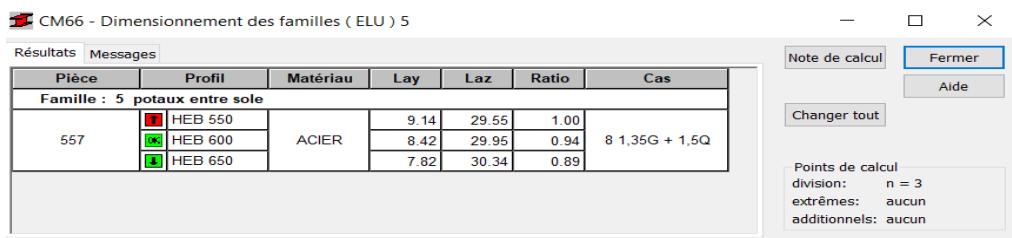


Figure VI-3 : Poteau HEB600 vérifié

Le tableau ci-dessous présente les vérifications effectuées par le logiciel ROBOT sur les poteaux les plus sollicités à chaque étage :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification	Observation
Entre sol	HEB600	0,94	0,94 > 1	vérifié
RDC	HEB600	0,99	0,96 > 1	vérifié
1 ^{er} étage	HEB400	0,96	0,96 > 1	vérifié
2 ^{ème} étage	HEB400	0,96	0,96 > 1	vérifié
3 ^{ème} étage	HEB400	0,96	0,96 > 1	vérifié
4 ^{ème} étage	HEB260	0,88	0,88 > 1	vérifié

Tableau VI.2 : Vérification des poteaux par ROBOT

VI.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :

La diagonale la plus sollicitée est représentée dans la figure ci-dessous :

La barre la plus sollicitée

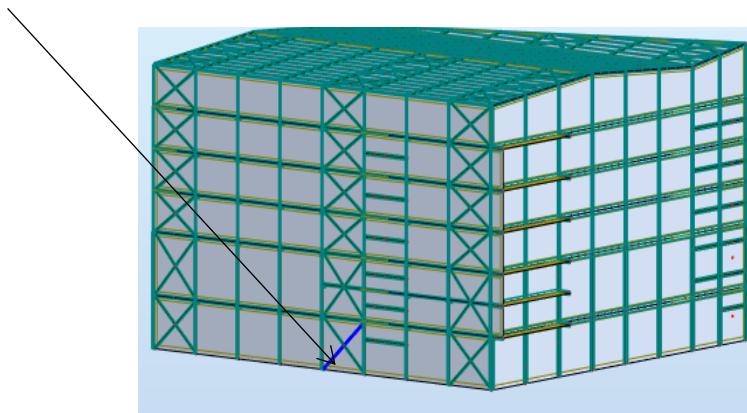


Figure VI.4 : La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicitée

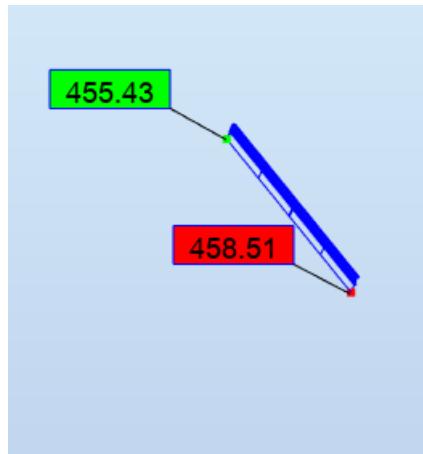


Figure VI.5 : Diagramme du barre la plus sollicitée

On a l'effort de traction max sous G+Q+EX:

$$N_{sd} = 458,51 \text{ KN}$$

VI.3.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \text{ avec } A = 42,3 \text{ cm}^2 \text{ (UPN240)}$$

$$N_{rd} = \frac{42,3 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 903,68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 458,51 \text{ KN} \leq N_{rd} = 903,68 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Le choix des **UPN240** est satisfait pour nos diagonales de palée de stabilité

VI.4 Vérification des diagonales de la poutre au vent :

La diagonale la plus sollicitée est représentée dans la figure ci-dessous :
la barre la plus sollicitée

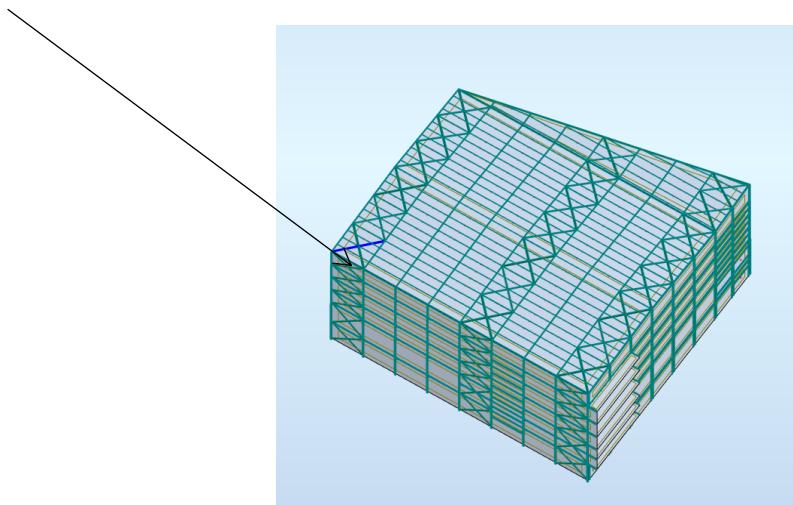


Figure VI.6 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée



Figure VI.7 : Diagramme du barre la plus sollicitée

On a l'effort de traction max sous (G+Q+EX):

$$N_{sd} = 39,35 \text{ KN}$$

VI.4.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \text{ avec } A = 31,04 \text{ cm}^2 \text{ (2 CAE } 90 \times 90 \times 9\text{)}$$

$$N_{rd} = \frac{31,04 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 663,13 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 39,35 \text{ KN} \leq N_{rd} = 663,13 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Le choix des cornières (2 CAE 90×90×9) est satisfait pour nos diagonales de palée de stabilité

VI.5 Vérification des traverses :

La traverse la plus sollicitée est représentée dans la figure ci-dessous :

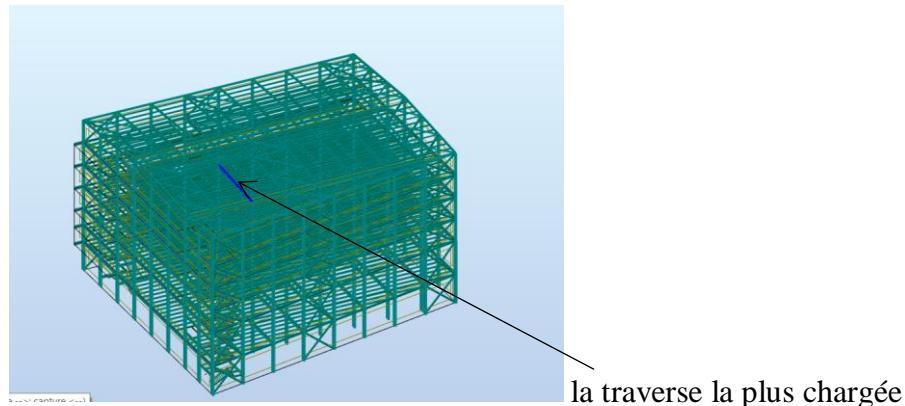


Figure VI.8 : La traverse la plus sollicitée

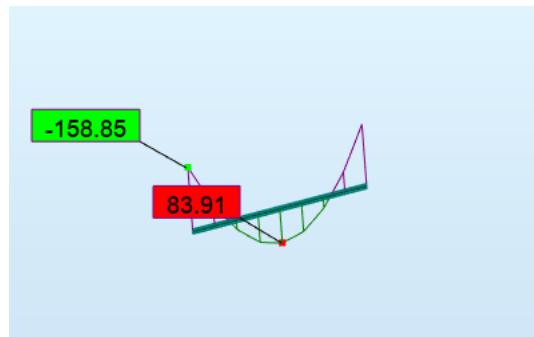


Figure VI.9 : Diagramme du traverse la plus sollicitée

Les efforts sollicitant avec la combinaison la plus défavorable **1,35G+1,5(Q+N)** calculés par le logiciel robot sont :

$$\begin{cases} N_{sd} = 92,18 \text{ KN} \\ V_z = 71,43 \text{ KN} \\ M_{ysd} = -158,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.5.1 Classe de la section :

Classe de l'âme (Flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ avec } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{154,79 \times 10^3}{7,1 \times 235} = 92,77 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1}{300} \times \left(\frac{300-92,77}{2} \right) = 0,34 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha-1)} \Rightarrow 42,25 \leq 115,79 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \varepsilon \Rightarrow 7 \leq 33 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : le profilé est de classe 1.

VI.5.2 Vérification à la résistance :

VI.5.2.1 Vérification de l'Effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{A_{pz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{26,7 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 329,33 \text{ KN}$$

$$V_z = 71,43 \text{ KN} < V_{plz} = 329,33 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$V_z = 71,43 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 164,66 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc y'a pas d'interaction

VI.5.2.2 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 158,85 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 134,16 \text{ KN.m} \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifier}$$

on augmente la section à IPE330

Les efforts sollicitant avec la nouvelle section

$$\begin{cases} N_{sd} = 89,57 \text{ KN} \\ V_z = 71,58 \text{ KN} \\ M_{ysd} = -157,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{plrd} = \frac{804 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 171,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 157,93 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 171,76 \text{ KN.m} \rightarrow \text{la condition est vérifier}$$

VI.5.3 Vérification à l'instabilité :

VI.5.3.1 Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$$

$$\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \pi = 93,91$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2]^{0,25}}$$

C₁ = facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement

La traverse est bi encastré donc **C₁** = 0,94

L : longueur de maintien latéral.

Le poteau le plus sollicité est de longueur 5,12m d'où la longueur est :

$$L = 0,5 \times 12 = 6 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{600/3,55}{\sqrt{0,94} [1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/3,55}{33/1,07} \right)^2]^{0,25}} = 138,53$$

$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{138,53}{93,91} \right) \times \sqrt{1} = 1,47 > 0,4$ donc Y'a un risque de déversement.

VI.5.3.2 Vérification du flambement :

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

$$l_{kz} = 0,5 \times 12 = 6 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{3,55} = 169,01 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = \frac{169,01}{93,3} = 1,81 > 0,2 \rightarrow \text{Il y'a un risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{33}{16} = 2,06 > 1,2 \\ t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (z-z) } \text{courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \text{ avec } \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,81 - 0,2) + 1,81^2] = 2,41$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,41 + [2,41^2 + 1,81^2]^{0,5}} = 0,18$$

$$\lambda_{lt} = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{13,7} = 43,8 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = \frac{43,8}{93,3} = 0,47 > 0,2 \rightarrow \text{Il y'a un risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{33}{16} = 2,06 > 1,2 \\ t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Selon l'axe (y-y) } \text{courbe de flambement a} \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,64$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,64 + [0,64^2 + 0,47^2]^{0,5}} = 0,7$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ et } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7\psi \text{ avec } \psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0,4$$

$$\beta_{my} = 1,52$$

$$\mu_y = 0,47 (2 \times 1,52 - 4) + \frac{804 - 713}{713} = -0,32$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,32 \times 148,35}{0,83 \times 62,6 \times 10^2 \times 235} = 1$$

$$\frac{89,57 \times 10^3}{0,18 \times 62,6 \times 10^2 \times 235} + \frac{1 \times 157,93 \times 10^6}{804 \times 10^3 \times 235} = 1,17 < 1 \text{ la condition n'est pas vérifier}$$

La figure suivante montre la vérification effectuée par le logiciel ROBOT sur la traverse IPE330 :

Pièce	Profil	Matériaux	Lay	Laz	Ratio	Cas
5719 Poutre_571	✗ IPE330	ACIER	87.72	338.96	3.71	8 1,35G + 1,5Q

Figure VI.10 : note de calcul de la traverse IPE330

Le profilé ne résiste pas aux sollicitations, alors on augmente la section en adoptant un IPE450 avec des jarrets

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériaux	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 travers						
5742 Poutre_5742	✗ IPE 400 ✓ IPE 450 ✗ IPE 500	ACIER	66.53 59.51 53.79	303.89 291.57 278.92	1.22 0.93 0.71	8 1,35G + 1,5Q

Figure VI.11 : Profilé IPE450 avec des jarret vérifié



CHAPITRE VII
CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1 Assemblage Poteau-Traverse :

- L'assemblage poteau traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.
 - L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

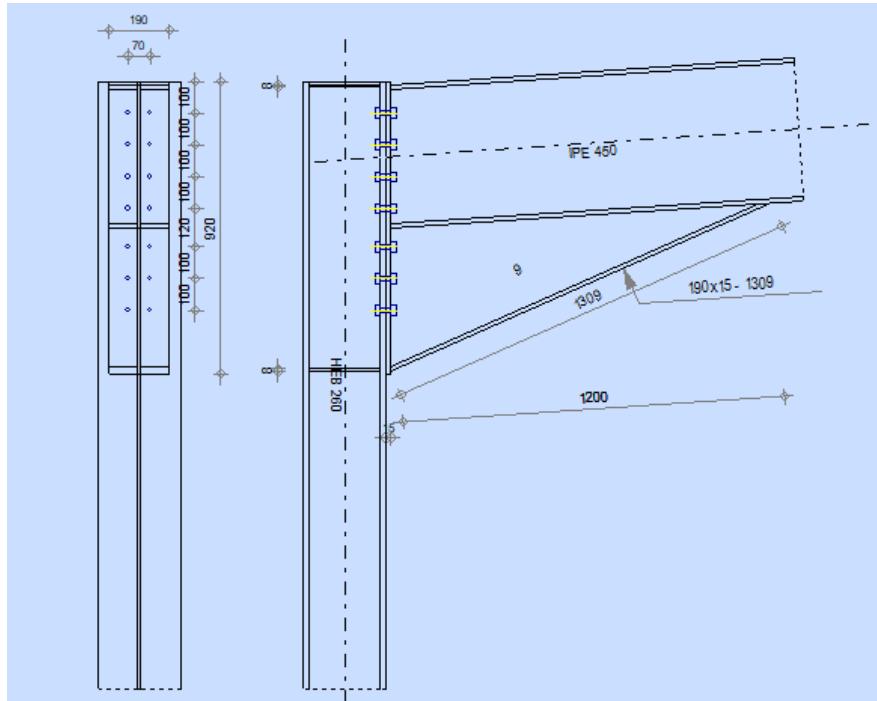


Figure VII-1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse

Les efforts max trouvé sous la combinaison 1,35G+1,5(Q+S) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 125,09 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 71,67 \text{ KN} \\ N_{sd} = 63,84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

On prend 14 boulons de classe 8.8

VII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 0,82^2 + 0,72^2 + 0,62^2 + 0,52^2 + 0,4^2 + 0,3^2 + 0,2^2 = 2,14 \text{ m}^2$$

	1	2	3	4	5	6	7
d(cm)	82	72	62	52	40	30	20
N(KN)	47,93	42,1	36,24	30,4	23,4	17,54	11,7

Tableau VII.1 : résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons

VII.1.2 Distribution de l'effort tranchant :

L'effort tranchant repris par un seul boulon est : $F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n}$

Avec :

n: *Nombre de boulon égale à 10 boulon*

$$F_{Vsd} = \frac{71,67}{14} = 5,12 \text{ KN}$$

VII.1.3 Pré dimensionnement des boulons :

On a :

$$N_1 \leq n_r \times F_{pcd}$$

$$\text{Avec : } F_{pcd} = 0,7 \times A_s \times F_{ub}$$

n_r = *nombre de rongé de boulon égale à 2*

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times F_{ub} \times n_r} = \frac{47,93 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 42,79 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons M12 de $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

VII.1.4 Vérification de la disposition géométrique :

On a : $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$e_1 = 60 \text{ mm} \geq 1,5d_0 = 19,5 \text{ mm}$$

$$e_2 = 100 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 15,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm} \geq 3d_0 = 39 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm} \geq 2,2d_0 = 28,6 \text{ mm}$$

VII.1.5 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{Pcd} = 0,7 \times A_S \times F_{ub} = 0,7 \times 84,3 \times 800 \times 10^{-3}$$

$$F_{Pcd} = 47,21 \text{ KN}$$

On a deux rangers donc :

$$2 \times F_{Pcd} = 94,42 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{94,42 \times 2,14}{0,82} = 246,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 125,09 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 246,41 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.1.6 Vérification l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :

On doit vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{71,67}{14 \times 1} = 5,1 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{63,84}{2} = 31,92 \text{ KN}$$

$$F_{Srd} = K_S \times n \times \mu \times \frac{(F_{Pcd} - 0,8 \times F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} K_S = 1 \text{ (trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \text{ (surface brossée)} \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$$F_{Srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{(47,21 - 0,8 \times 31,92)}{1,25} = 5,2 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 5,1 \text{ KN} \leq F_{Srd} = 5,2 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.1.7 Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que : $F_{tsd} \leq B_{prd}$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} t_p = 14,6 \text{ mm } (t_f \text{ de IPE (450)}) \\ d_m = 20,5 \text{ mm} \\ \gamma_{mb} = 1,5 \end{cases}$$

$$B_{Prd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 14,6 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{1,5}$$

$$F_{tsd} = 31,92 \text{ KN} \leq B_{Prd} = 133,42 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.2 Assemblage Platine-Traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

- gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 9,4 = 4,7 \text{ mm}$$

Soit : $a = 4 \text{ mm}$

- gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 14,6 = 7,3 \text{ mm}$$

Soit : $a = 6 \text{ mm}$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme platine :

$$\text{Chaque cordon reprend } \frac{V}{2} = \frac{71,67}{2} = 35,84 \text{ KN}$$

- Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w$$

Avec :

b: la largeur de la semelle

t_w : l'épaisseur de l'âme

$$L = 2 \times 190 - 9,4 = 370,6 \text{ mm}$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{125,09}{0,3706} = 337,53 \text{ KN}$$

➤ Vérification cordon semelle-platine :

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_W \times \gamma_{MW}}{a \times f_u} \rightarrow (EC3)$$

$$L = \frac{337,53 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25 \times 10^3}{6 \times 360} = 270,65 \text{ mm}$$

$$L = 370,6 \text{ mm} \geq 270,65 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition vérifiée}$$

VII.3 Assemblage Traverse-Traverse :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

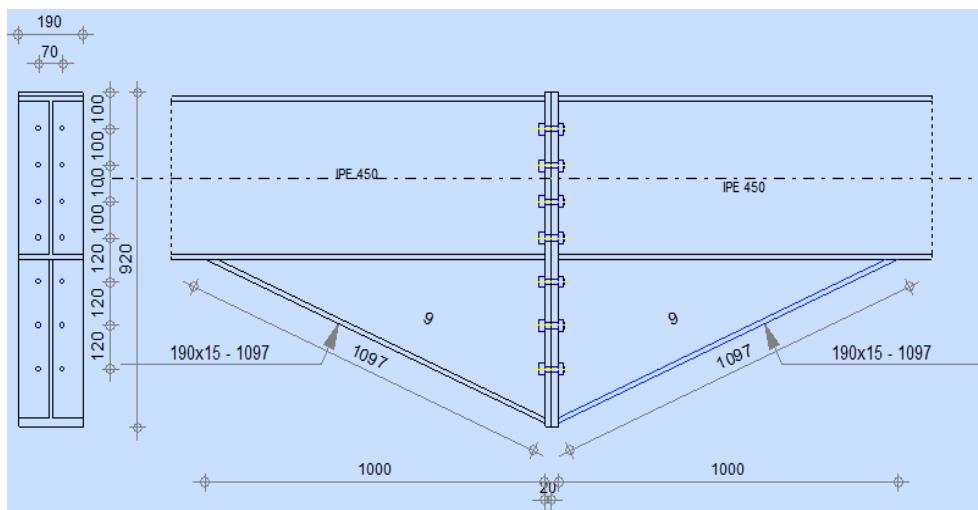


Figure VII-2 : Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse

VII.3.1 Efforts de calcul :

Les efforts max trouvé sous la combinaison **1,35G+1,5W** sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = -169,76 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = -65,83 \text{ KN} \\ N_{sd} = 8,07 \text{ KN} \end{cases}$$

On choisit des boulons M14 de classe 8.8 Avec $d_0 = 15 \text{ mm}$

Nombre de boulon : 14

VII.3.2 Entraxe des boulons :

On a : $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 22,5 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } p_2 = 70 \text{ mm}$$

VII.3.3 Détermination des efforts dans les boulons :

On a :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 0,82^2 + 0,72^2 + 0,62^2 + 0,52^2 + 0,4^2 + 0,28^2 + 0,16^2 = 2,1 \text{ m}^2$$

	1	2	3	4	5	6	7
d(cm)	82	72	62	52	40	28	16
N(KN)	66,3	58,2	50,12	42	52,34	22,63	12,9

Tableau VII.2 : résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons

VII.3.4 Vérification des boulons :

On a :

$$N_1 \leq n_r \times F_{pcd}$$

$$\text{Avec : } F_{pcd} = 0,7 \times A_S \times F_{ub}$$

$n_r = \text{nombre de rongé de boulon égale à 2}$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0,7 \times F_{ub} \times n_r} = \frac{66,3 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 59,2 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons **M14** de **As = 115 mm²**

VII.3.5 Vérification au moment résistant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{Pcd} = 0,7 \times A_S \times F_{ub} = 0,7 \times 115 \times 800 \times 10^{-3}$$

$$F_{Pcd} = 64,4 \text{ KN}$$

On a deux rangers donc :

$$2 \times F_{Pcd} = 128,8 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128,8 \times 2,1}{0,82} = 329,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 169,76 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 329,85 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.3.6 Vérification la Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

On doit vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{65,83}{14 \times 1} = 4,7 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{66,3}{2} = 33,15 \text{ KN}$$

$$F_{Srd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{(F_{Pcd} - 0,8 \times F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ (trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \text{ (surface brossée)} \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$$F_{Srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{(64,4 - 0,8 \times 33,15)}{1,25} = 9 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 4,7 \text{ KN} \leq F_{Srd} = 9 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.3.7 Vérification au poinçonnemment :

On doit vérifier que : $F_{pcd} \leq B_{Prd}$

$$F_{Pcd} = 0,7 \times A_S \times f_{ub} = 0,7 \times 115 \times 800 \times 10^{-3}$$

$$F_{Pcd} = 64,4 \text{ KN}$$

$$B_{Prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} t_p = 20 \text{ mm (épaisseur des deux platine)} \\ d_m = 23,7 \text{ mm} \\ \gamma_{mb} = 1,5 \end{cases}$$

$$B_{Prd} = 0,6 \times \pi \times 23,7 \times 20 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{1,5} = 214,43 \text{ KN}$$

$$F_{Pcd} = 64,4 \text{ KN} \leq B_{Prd} = 214,43 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VII.3.8 Vérification à la pression diamétrale :

$$\text{On doit vérifier que : } F_{Vsd} \leq F_{brd}$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{65,83}{14} = 4,7 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 2,5\alpha \times f_u \times \frac{d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{100}{45}; \frac{100}{45} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1\right) = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 10^{-3} \times \frac{14}{1,25} = 201,6 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 4,7 \text{ KN} \leq F_{brd} = 201,6 \text{ KN}$$

Donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

VII.4 Assemblage poteau-poutre principale :

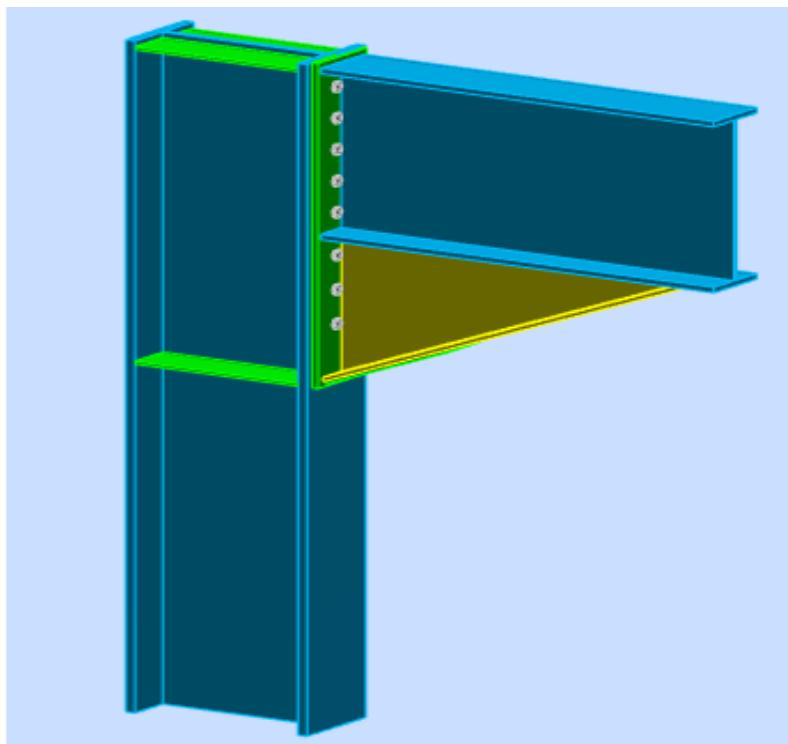


Figure VII-3 : Assemblage Poteau-Poutre en 3D

Notre objectif est de dimensionner la soudure de la platine avec la poutre et ce dernier est fixé par boulonnage sur la semelle du poteau.

VII.4.1 Les efforts sollicitant :

Les efforts max trouvé sous la combinaison **1,35G+1,5Q** sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = 674,01 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 319,37 \text{ KN} \\ N_{sd} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

VII.4.2 Dimensionnement de la soudure (platine-poutre) :

Semelle : $0,7 t_f$ avec : $t_f(\text{IPE 600}) = 19 \text{ mm}$

$$0,7 t_f = 0,7 \times 19 = 13,3 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } a_m = 15 \text{ mm}$$

L'âme : $0,7 t_W$ avec : $t_W(\text{IPE 600}) = 12 \text{ mm}$

$$0,7 t_W = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } a_m = 10 \text{ mm}$$

Boulons : 16 boulons de classe 10.9.

Platine : $t=20 \text{ mm}$.

VII.4.3 Dimensionnement des boulons :

On a :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 1,04^2 + 0,93^2 + 0,82^2 + 0,71^2 + 0,6^2 + 0,45^2 + 0,33^2 + 0,21^2 = 3,83 \text{ m}^2$$

	1	2	3	4	5	6	7	8
d(cm)	104	93	82	71	60	45	33	21
N(KN)	183	163,66	144,3	124,9	105,5	79,2	58,1	36,96

Tableau VII.3: résumée résultat de calcul des efforts dans les boulons

D'après le tableau des efforts en calcul la surface d'un boulon :

$$A_S \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{183 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 130,71 \text{ mm}^2$$

Soit des boulon M20 $A_S = 245 \text{ mm}^2$

VII.4.4 Vérification à la traction :

On doit vérifier la condition suivent : $F_{tsd} \leq F_{trd}$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{n} = \frac{183}{2} = 91,5 \text{ KN}$$

Avec : n : nombre de clone ; $\gamma_{mb} = 1,5$

$$F_{trd} = \frac{0,9 \times A_S \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3}}{1,5} = 147 \text{ KN}$$

$F_{tsd} = 91,5 \text{ KN} \leq F_{trd} = 147 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

VII.4.5 Résistance au glissement :

Il fait vérifier la condition suivante : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{319,37}{16 \times 1} = 19,96 \text{ KN}$$

$$F_{Pcd} = 0,7 \times A_S \times f_{ub} = 0,7 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{Srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{Pcd}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ (trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \text{ (surface brossée)} \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$F_{Vsd} = 19,96 \text{ KN} \leq F_{srd} = 41,16 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$

VII.4.6 Disposition des boulons :

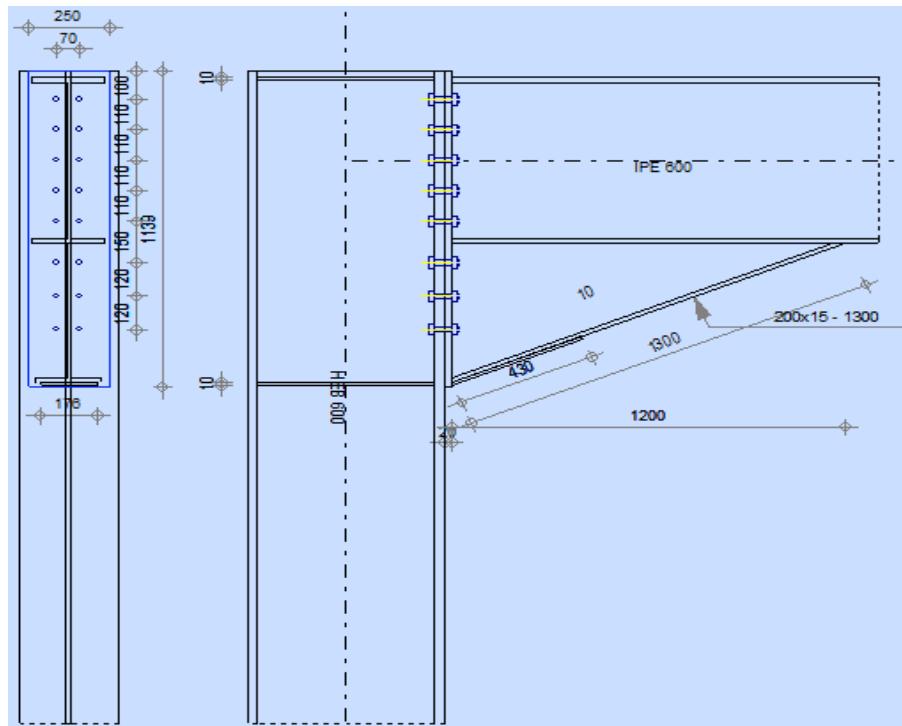


Figure VII-4 : Disposition d'assemblage poteau poutre

On a : $d_0 = 22 \text{ mm}$ des boulons M_{20}

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200)mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200)mm$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 200)mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 200)mm$$

Avec : $t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau})) = \min(12 \text{ mm}; 15,5 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$

D'où :

$$48,4 \text{ mm} \leq p_1 = 150 \text{ mm} \leq 168 \text{ mm}$$

$$66 \text{ mm} \leq p_2 = 70 \text{ mm} \leq 168 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 = 100 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 = 90 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm}$$

VII.4.7 Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :

Il faut vérifier la condition suivante : $F_{Vsd} \leq F_{Srd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{319,37}{16 \times 1} = 19,96 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{183}{2} = 91,5 \text{ KN}$$

$$F_{Pcd} = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{Srd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{(F_{Pcd} - 0,8 \times F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} K_s = 1 \text{ (trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \text{ (surface brossée)} \\ n = 1 \end{cases}$$

D'où :

$$F_{Srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{(171,5 - 0,8 \times 91,5)}{1,25} = 23,59 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 19,96 \text{ KN} \leq F_{Srd} = 23,59 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.4.8 Vérification de poinçonnement :

On doit vérifier que : $F_{tsd} \leq B_{Prd}$

$$B_{Prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\begin{cases} t_p = 20 \text{ mm} (e_{platine}) \\ d_m = 32,4 \text{ mm} \\ \gamma_{mb} = 1,5 \end{cases}$$

$$B_{Prd} = 0,6 \times \pi \times 32,4 \times 20 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{1,5} = 293,14 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 91,5 \text{ KN} \leq B_{Prd} = 293,14 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.5 Assemblage poutre principale-solive :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache.

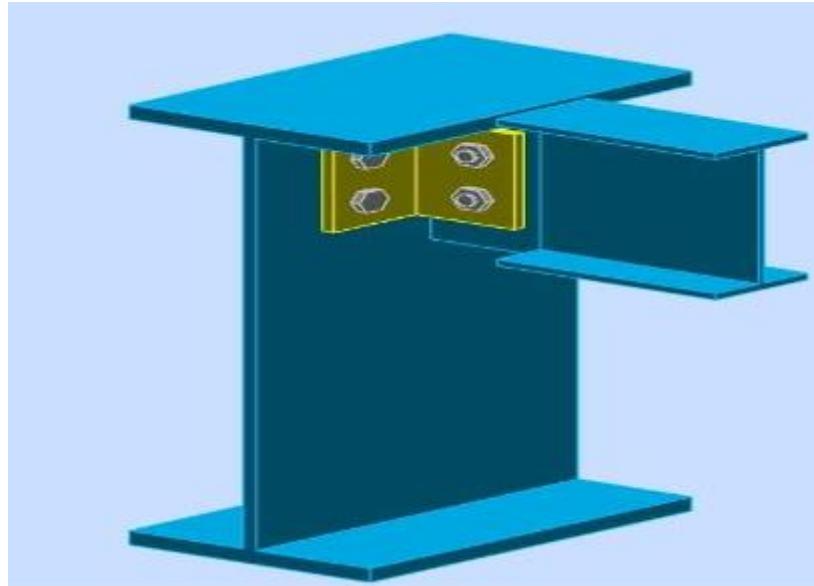


Figure VII-5 : Assemblage poteau poutre

VII.5.1 Les efforts sollicitant :

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre sous la combinaison **1,35G+1,5(Q+S)**

$$V_{sd} = 36,93 \text{ KN}$$

On prend une double cornière de section $L90 \times 90 \times 9$

On prend des boulons de classe 8.8

VII.5.2 Dimensionnement des boulons :

VII.5.2.1 Choix des boulons :

- **Coté solive :**

On doit vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Vrd}$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{36,93}{2 \times 2} = 9,23 \text{ KN}$$

$$F_{Vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

Avec : n : nombre de boulons = 2 ; $\gamma_{mb} = 1,25$

$$\begin{cases} n : \text{nombre de boulons} = 2 \\ \gamma_{mb} = 1,25 \\ p : \text{nombre de plan de cisaillement} = 2 \end{cases}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{VSD}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 9,23 \times 10^3}{0,6 \times 800} = 24,04 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons M12 classe 8.8.

Remarque : on prend les mêmes boulons pour côté de la poutre principale.

VII.5.3 Disposition des boulons :

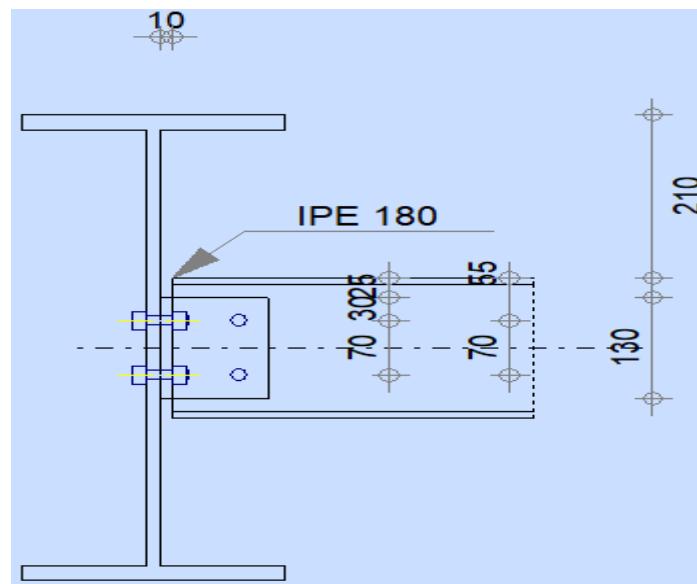


Figure VII-6 : Disposition d'assemblage poutre solive

Avec : $t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solivev})) = \min(12 \text{ mm}; 5,3 \text{ mm}) = 5,3 \text{ mm}$

: $d_0 = 13 \text{ mm des boulons M}_{12}$

D'où :

$$28,6 \text{ mm} \leq p_1 = 70 \text{ mm} \leq 74,2 \text{ mm}$$

$$15,6 \text{ mm} \leq e_1 = 30 \text{ mm} \leq 63,6 \text{ mm}$$

$$19,5 \text{ mm} \leq e_2 = 60 \text{ mm} \leq 63,6 \text{ mm}$$

L'assemblage est vérifié

VII.5.3.1 Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

Si $15d \leq L \rightarrow \text{assemblage long}$

$$L = (n - 1) \times p_1 = (2 - 1) \times 70 = 70 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm} \rightarrow 15d \geq L$$

L'assemblage n'est pas trop long.

VII.5.4 La pression diamétrale :

Il faut vérifier la condition suivante : $F_{Vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{Vsd} = 9,23 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 2,5\alpha \times f_u \times \frac{d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{30}{39}; \frac{70}{39} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1\right) = 0,77$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,77 \times 360 \times 12 \times 10^{-3} \times \frac{5,3}{1,25} = 35,26 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 9,23 \text{ KN} \leq F_{brd} = 35,26 \text{ KN}$$

Donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

VII.6 Assemblage des contreventements :

VII.6.1 Assemblage Gousset-Nœuds de portique :

L'assemblage est sollicité par un effort de traction sous la combinaison $0,8G - E_X$:

$$N_{tsd} = 109,29 \text{ KN}$$

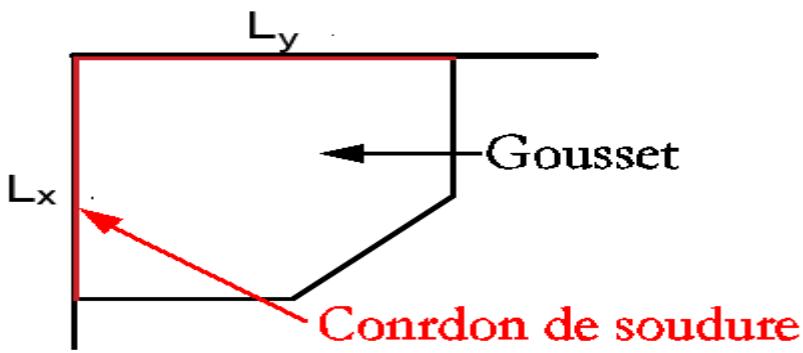


Figure VII-7 : Représentation de l'assemblage Gousset-Nœuds de portique

- **Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, On a :

$$N_{tsd} = 109,29 \text{ KN} \rightarrow e = 12 \text{ mm}$$

- **Calcul de la gorge :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \text{ (HEB600)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 30 = 15$$

On prend : $a = 7 \text{ mm}$

- **La longueur du cordon de soudure :**

$$L \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{mw} \times N\sqrt{3}}{2 \times a \times f_u} \dots \dots \dots (1)$$

Il faut décomposer l'effort N en deux composante N_y et N_z :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{L_z}{L_y} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{4}{6} \right) = 37,43^\circ$$

$$\begin{cases} N_y = N \times \cos \alpha = 109,29 \times \cos(37,43) = 90,94 \text{ KN} \\ N_z = N \times \sin \alpha = 109,29 \times \sin(37,43) = 60,62 \text{ KN} \end{cases}$$

A partir de l'équation (1) on aura :

$$L \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 90,94\sqrt{3} \times 10^3}{2 \times 7 \times 360} = 31,3 \text{ mm}$$

Soit : $\begin{cases} L_y = 31,3 \text{ mm} \\ L_z = 20,83 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{en prend :} \begin{cases} L_y = 5 \text{ cm} \\ L_z = 5 \text{ cm} \end{cases}$

VII.6.2 Assemblage Gousset-Diagonale :

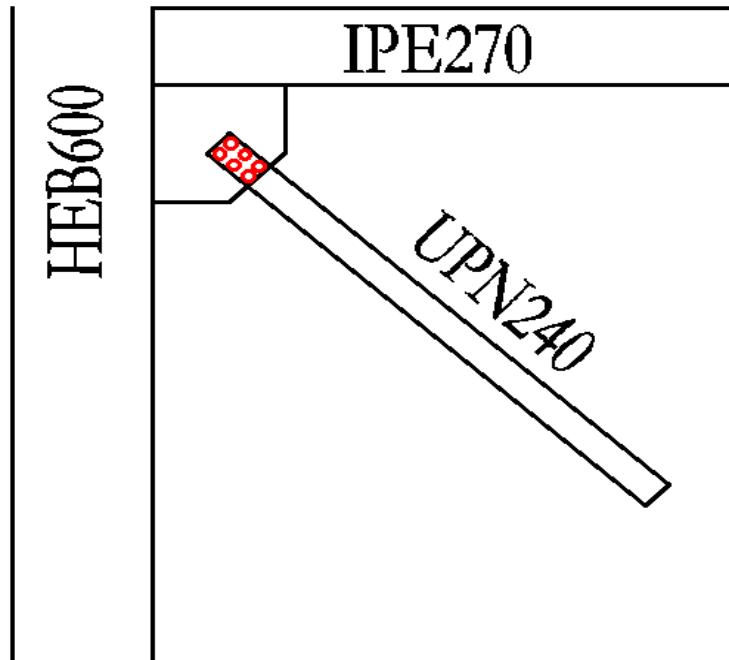


Figure VII-8 : assemblage des diagonales sur gousset.

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons HR de classe 8.8 et on dispose 3 boulons dans chaque rangée

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{109,29}{3 \times 1} = 36,43 \text{ KN}$$

Avec : $\begin{cases} n : \text{nombre de boulons} = 3 \\ p : \text{nombre de plan de cisaillement} = 1 \end{cases}$

VII.6.2.1 Dimensionnement des boulons :

On doit vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{Vrd}$

$$F_{Vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{Vsd}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 36,43 \times 10^3}{0,6 \times 800} = 94,87 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de M_{16} , $A_s = 157 \text{ mm}^2$

VII.6.2.2 Disposition géométrique :

On a : $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$e_1 = 50 \text{ mm} \geq 1,2d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 120 \text{ mm} \geq 1,5d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm}$$

$$p_1 = 70 \text{ mm} \geq 2,2d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ mm}$$

VII.6.2.3 Vérification à la pression diamétrale :

Il faut vérifier la condition suivante : $F_{Vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5\alpha \times f_u \times \frac{d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $t_p = (e_{goussset}; e_{courniere}) = (12 \text{ mm}; 9,5 \text{ mm}) = 9,5 \text{ mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{50}{54}; \frac{70}{54} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1\right) = 0,93$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,93 \times 360 \times 16 \times 10^{-3} \times \frac{9,5}{1,25} = 101,78 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 36,43 \text{ KN} \leq F_{brd} = 101,78 \text{ KN}$$

Donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale.

VII.6.2.4 Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

$$L = (n - 1) \times p_1 < 15d$$

$$L = (n - 1) \times p_1 = (3 - 1) \times 70 = 140 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 16 = 240 \text{ mm}$$

$$L = 1400 \text{ mm} < 240 \text{ mm}$$

Donc l'assemblage n'est pas long.

VII.7 Assemblage poteau-poteau (HEB400-HEB600) :

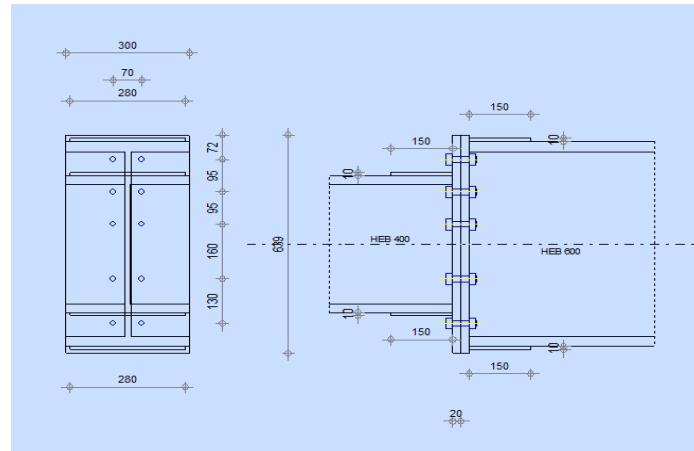


Figure VII.9 : Assemblage poteau-poteau (HEB400- HEB600)

On a:

$$\begin{cases} M_{sd} = 334,31 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = 2616,03 \text{ KN} \\ V_{sd} = 113,63 \text{ KN} \end{cases}$$

Boulons: 10 boulons de classe 10.9

Platine: $t=20 \text{ mm}$

a) Dimensionnement des boulons :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\begin{cases} d_1 = 538 \text{ mm} \\ d_2 = 443 \text{ mm} \\ d_3 = 348 \text{ mm} \\ d_4 = 188 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 642141 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} N_1 = 280,09 \text{ KN} \\ N_2 = 230,63 \text{ KN} \\ N_3 = 181,17 \text{ KN} \\ N_4 = 97,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que $N_i \leq n \times f_{pcd}$ avec $f_{pcd} = 0,7 f_{ub} \times A_s$ (f_{pcd} : force de précontrainte)

Avec :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 f_{ub} \times n}$$

Avec n est le nombre de boulons par rangée

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{280,09 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 200.06 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre Boulon M20 As=245 mm² de classe 10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN}$$

b) Vérification d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{113,63}{10} = 11,36 \text{ KN} \quad \text{Avec n : nombre des boulons}$$

Il faut vérifier que :

$$V \leq F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu (f_{p,sd} - 0,8f_{t,sd})}{\gamma_{m_s}}$$

$$\gamma_{m_s} = 1,25$$

$$\mu = 0,3 \text{ (Classe C) (Coefficient de frottement)}$$

Ks=1 : Coefficient en fonction de la dimension des trous de perçage (trou nominal)

n : est le nombre de plan de cisaillement

$$f_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{280,09}{2} = 140,045 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 (171,5 - 0,8 \times 140,045)}{1,25} = 14,27 > V = 11,36 \text{ KN}$$

⇒ la condition est vérifier

c) Vérification au poinçonnemnt :

Il faut vérifier que

$$f_{t,sd} \leq B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m_b}}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 32,4 \times 20 \times 360}{1,5} = 293,15 \text{ KN} > f_{t,sd} = 140,045 \text{ KN}$$

⇒ la condition est vérifier

c) Disposition des boulons :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 1,2d_0 \leq e_1 \\ 1,2d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 160 \text{ mm} \\ p_2 = 70 \text{ mm} \\ e_1 = 72 \text{ mm} \\ e_2 = 115 \text{ mm} \end{cases}$$

Conclusion :

On opte pour une platine d'épaisseur $t = 20 \text{ mm}$ sur l'âme et des jarrets d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$ dans la semelle des poteaux

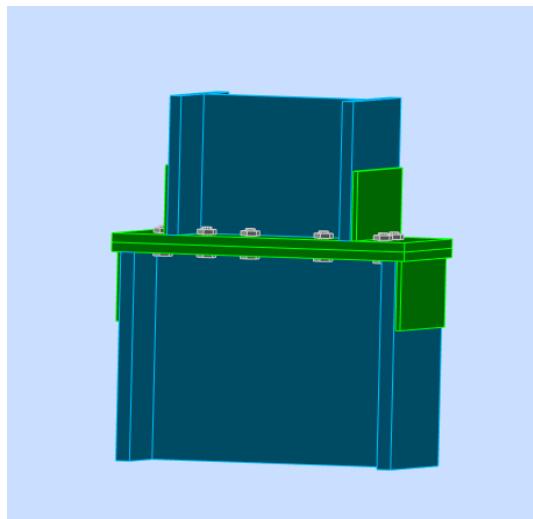


Figure VII.10 : Assemblage poteau-poteau (HEB400- HEB600)

VII.8 Calcul des pieds de poteaux :

Les bases des poteaux assurent la transmission des efforts appliqués à la structure vers les fondations, par l'intermédiaire de platines ancrées à leur pied. Ces platines sont fixées à l'aide de tiges d'ancrage, dont le rôle principal est de reprendre les efforts induits par les charges de calcul. Elles doivent notamment garantir une résistance suffisante à la traction pour s'opposer aux effets de soulèvement ainsi qu'aux moments fléchissant.

- Effort de traction max sous (1,35G+1,5Q) : $Nt = -4735,74 \text{ KN}$
- Moment fléchissant sous (1,35G+1,5Q) : $M = 30,77 \text{ KN.m}$

On a des poteaux HEB600 donc on prend les dimensions de la platine : $h=1000\text{ mm}$
 $b=600\text{ mm}$



Figure VII.11 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à la base

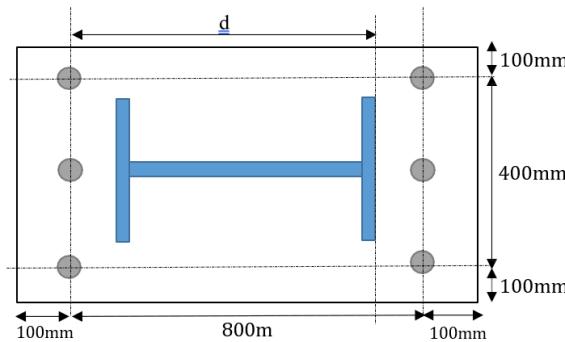


Figure VII.12 : La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages

Epaisseur de la platine :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,77}{4735,74} = 6,5\text{ mm}$$

$$e \leq \frac{h}{6} = \frac{1000}{6} = 166,67\text{ mm} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

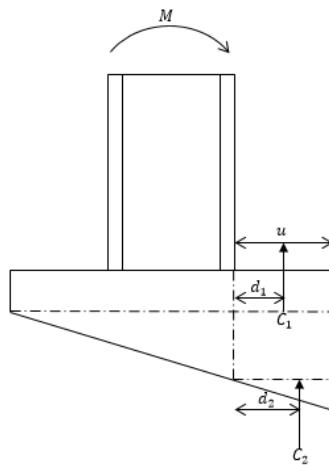


Figure VII.13 : Distribution des contraintes sous la platine

Moment correspondant pour une bande unité [1cm]:

$$M = C_1 \times d_1 + C_2 \times d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = 150 \text{ mm} ; d_2 = \frac{2u}{3} = 200 \text{ mm}$$

$$C_1 = \sigma_1 \times u \times b$$

$$C_2 = (\sigma^{max} - \sigma_1) \frac{u}{2} \times b$$

$$\sigma^{max} = \left(\frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \right) = 8,2 \text{ mpa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{bh} = 7,89 \text{ mpa}$$

$$C_1 = 1420200 \text{ N}$$

$$C_2 = 27900 \text{ N}$$

$$M = 2186100 \text{ N.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} ;$$

$$M_{ely} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{m_0}}{b \cdot f_y}}$$

$$\Rightarrow t \geq 30,5 \text{ mm} \Rightarrow t = 50 \text{ mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t=50mm$

Conclusion :

On opte pour une platine d'épaisseur $t = 50mm$ avec raidisseurs d'épaisseur $t= 30 mm$ et $h=600mm$

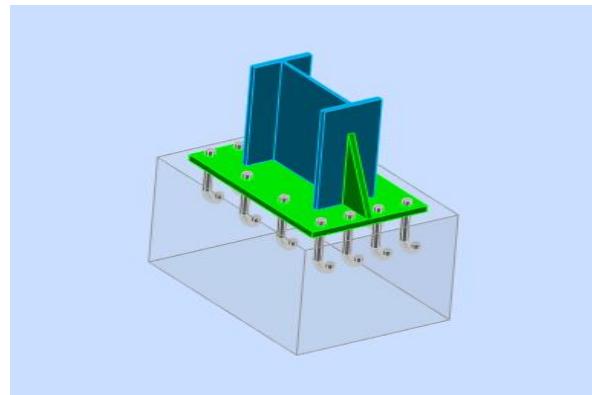
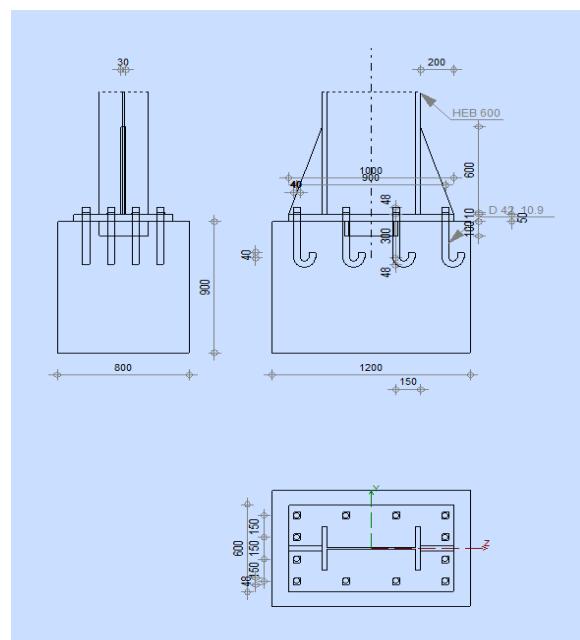
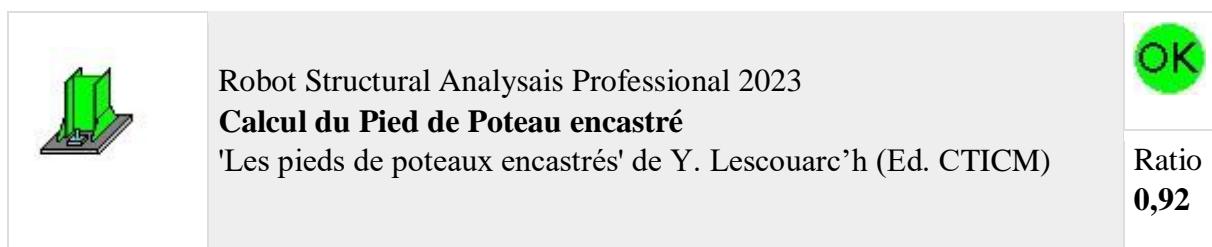


Figure VII.14 : Pied de poteau encastré

Le dimensionnement et la vérification de cet assemblage ont été réalisés à l'aide du logiciel Robot Structural Analyse





CHAPITRE VIII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

Les fondations jouent un rôle primordial dans une construction, car elles assurent le transfert de l'ensemble des charges provenant de la superstructure vers le sol, tout en maintenant la stabilité générale de la structure.

L'étude de cette partie de l'ouvrage, appelée infrastructure, nécessite une reconnaissance géotechnique du sol sur lequel repose la construction. En effet, la conception et le dimensionnement des fondations dépendent étroitement des caractéristiques physiques et mécaniques de ce sol.

VIII.2 Choix de type de fondations :

La sélection du type de fondation à adopter dépend de plusieurs paramètres essentiels, notamment :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- L'importance et la nature de la structure à supporter ;
- La profondeur à laquelle se situe le sol de bonne qualité ;
- L'entraxe entre les poteaux.

De manière générale, les fondations doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Où :

- **N** : représente l'effort vertical transmis par la superstructure à la base de la fondation ;
- **S** : désigne la surface d'appui de la fondation ;
- σ_{sol} est la contrainte admissible du sol

D'après les résultats de l'étude géotechnique, la contrainte admissible du sol est estimée à **1,78 bars**

Afin de déterminer le type de fondation le plus adapté à la structure, l'approche suivante est généralement adoptée :

1. Vérification de la faisabilité des semelles isolées ;
2. En cas d'échec, étude des semelles filantes ;

3. Si celles-ci ne sont pas suffisantes, recours à un radier général comme solution de fondation.

VIII.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

VIII.2.2 Vérification des semelles isolées :

Sur la base des sollicitations obtenues à l'aide du logiciel **ROBOT**, l'effort normal maximal est déterminé pour le poteau le plus sollicité, en considérant la combinaison d'actions **1,35G + 1,5Q**

$$N_{\max} = 3422,35 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ soit } S = A \times B = A^2$$

$$\text{D'où } A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{3422,35}{1,78 \times 10^2}} \geq 4,38 \text{ m soit } A = 4,5 \text{ m}$$

Remarque : Vu le chevauchement entre les semelles isolées dans quelques zones, ces dernières ne peuvent pas être adoptées

VIII.2.3 Vérification des semelles filantes :

La semelle filante supporte l'ensemble des efforts normaux provenant des poteaux alignés sur une même ligne.

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : N : $\sum Ni$ (pour chaque file de poteaux)

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle filante.

L : Longueur de la file considérée L = 46,61 m

Les efforts normaux aux différents poteaux, calculés par le logiciel ROBOT pour la combinaison G + Q + EX, sont présentés dans le tableau suivant.

N ₁ (KN)	N ₂ (KN)	N ₃ (KN)	N ₄ (KN)	N ₅ (KN)
2515,88	3422,35	2861,15	2221,92	2477,99

Tableau VIII.1 : sollicitations sur la semelle filante

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{13499,29}{46,61 \times 1,78 \times 10^2} = 1,63 \Rightarrow B = 2 \text{ m}$$

Il y a pas de chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

Mais d'après le rapport de sol exige de mettre un radier général au niveau des fondations pour répartir les charges et aussi d'éviter les infiltrations d'eau en cas de remonté de son niveau souterrain.

VIII.3 Calcul des fondations :

VIII.3.1 radier générale :

Un radier général est une fondation superficielle de grande surface, utilisée pour répartir les charges d'une structure sur toute l'emprise du bâtiment. Il s'agit d'une dalle en béton armé qui couvre l'ensemble ou une grande partie de la surface au sol de la construction.

VIII.3.2 Calcul de la surface de radier :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N : l'effort normal transmis par la structure : N= 116321,76 KN

S : surface des fondations.

$$\Rightarrow S \geq \frac{116321,76}{1,78 \times 10^2} = 653,49 \text{ m}^2 \text{ on prend } S = S_{\text{bâtiment}} = 1896,64 \text{ m}^2$$

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

Le radier peut être assimilé à un plancher inversé reposant sur les poteaux de l'ossature. Dans le cas de la structure étudiée, les nervures sont orientées vers le bas.

Le calcul du radier repose sur le principe d'une plaque en béton armé, sollicitée par la réaction du sol. Cette réaction agit du bas vers le haut, généralement de manière uniforme sur toute la surface du radier.

VIII.3.3.1 Condition de coffrage :

- **Les nervures :**

Sens X-X :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

avec L_{max} : La distance maximale entre deux éléments porteurs consécutifs, mesurée entre les nus d'appuis, est de 5,82 m.

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{582}{10} = 58,2 \text{ cm} \text{ on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \text{ avec } L_{max} = 9,05$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{905}{10} = 90,5 \text{ cm} \text{ on prend } h_t = 95 \text{ cm}$$

- **La dalle :**

On prend le plus grand panneau de la structure étudiée avec ($lx=5,82 \text{ m}$; $ly=9,05 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq \frac{905}{20} = 45,25 \text{ cm} \text{ on prend } h_r = 50 \text{ cm}$$

VIII.3.3.2 Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E=32.164195 \times 10^6 \text{ MPa}$

I : Inertie de la section du radier

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K=4 \times 10^4 \text{ MPa}$

b : La largeur du radier (bonde de 1m).

Sens X-X :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \text{ et } 0,3h_t \leq b_0 \leq 0,7h_t$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,82^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32,164195 \times 10^6}} = 0,89 \text{ m et } 0,27 \leq b_0 \leq 0,62$$

$$\Rightarrow h_t = 90 \text{ cm et } b_0 = 45 \text{ cm}$$

Sens Y-Y :

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 9,05^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32,164195 \times 10^6}} = 1,6 \text{ m et } 0,48 \leq b_0 \leq 1,12$$

$$\Rightarrow h_t = 160 \text{ cm et } b_0 = 60 \text{ cm}$$

A partir des conditions précédentes on aura :

$$\begin{cases} h_t^x = 90 \text{ cm} \\ h_t^y = 160 \text{ cm} \\ h_r = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.3.4 Vérifications :

VIII.3.4.1 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier que : $N \geq F_S \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N : poids propre de la structure $N=49924,18 \text{ KN}$

$F_S=1,5$ (Coefficient de sécurité).

$H=1,25 \text{ m}$ (Hauteur d'ancrage du bâtiment).

$S_{radier}=1896,64 \text{ m}^2$

$\gamma_w = 10 \text{ KN /m}^3$

$$\Rightarrow F_S \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 1,5 \times 1,25 \times 1896,64 \times 10 = 35562 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N > 35562 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifier

VIII.3.4.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

N_u : L'effort normal à l'ELU apporté par le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier. $U_c=2 \times (A+B)$

h_t : Hauteur de la nervure du radier.

$$\begin{cases} A = a + h_r \\ B = b + h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 100 + 50 = 150 \text{ cm} \\ B = 60 + 50 = 110 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{avec a et b : dimensions du la platine}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (150 + 110) = 520 \text{ cm} = 5,2 \text{ m}$$

On trouve :

$$0,045 \times 5,2 \times 1,6 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 6240 \text{ KN} > 4735,74 \text{ KN} \text{ la condition est vérifier}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

VIII.3.4.3 Vérification au cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$d = 0,9h_r = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \begin{cases} \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right) \rightarrow F.P.N \\ \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ mpa} \right) \rightarrow F.N \text{ et } F.T.N \end{cases}$$

Dans notre cas la fissuration considérée nuisible

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ mpa} \right) = \min (2,5 ; 4) \text{ mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ mpa}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{116321,76 \times 9,05}{2 \times 1896,64} = 277,52 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{277,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,62 \text{ mpa} < 2,5 \text{ mpa} \text{ donc la}$$

condition est vérifier

VIII.3.4.4 Vérification des contraintes dans le sol :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

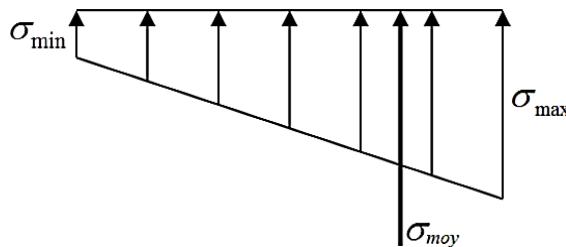


Figure VIII.1 : Distribution des contraintes sous le radier

On a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 361420,8 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 25,02 \text{ m}$$

$$I_Y = 187822,18 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 21,91 \text{ m}$$

D'après le logiciel ROBOT on tire les sollicitations suivantes :

$$M_x = 2051826,82 \text{ KN.m} \quad M_y = 1877707,66 \text{ KN.m}$$

$$N = 82540,26 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \sigma_{max} = \frac{82540,26}{1896,64} + \frac{1877707,66}{187822,18} \times 25,02 = 0,294 \text{ mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{82540,26}{1896,64} - \frac{1877707,66}{187822,18} \times 25,02 = -0,207 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,294 - 0,207}{4} = 0,168 < 0,178 \text{ mpa} \quad \text{La condition est vérifier}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \sigma_{max} = \frac{82540,26}{1896,64} + \frac{2051826,82}{361420,8} \times 21,91 = 0,168 \text{ mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{82540,26}{1896,64} - \frac{2051826,82}{361420,8} \times 21,91 = -0,081 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,168 - 0,081}{4} = 0,11 < 0,178 \text{ mpa} \quad \text{la condition est vérifier}$$

VIII.3.5 Ferraillage du radier :

Le radier est modélisé comme une dalle pleine en béton armé, subdivisée en panneaux rectangulaires ou carrés, simplement appuyés sur leurs quatre côtés. Chaque panneau est soumis à la pression de réaction du sol, assimilée à une charge uniformément répartie agissant de manière ascendante. Le dimensionnement est effectué selon les principes de la flexion simple, en considérant le moment fléchissant maximal généré par ces sollicitations.

On prend le panneau le plus défavorable : $\begin{cases} L_x = 5,52 \text{ m} \\ L_y = 9,2 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que : $\begin{cases} 0 < \rho < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens.} \\ 0,4 < \rho < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.} \end{cases}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,52}{9,2} = 0,6 \rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.}$

Pour simplifier les travaux et éviter de varier les plans de ferraillage, on utilisera le même ferraillage que celui du panneau le plus chargé pour tout le radier.

VIII.3.5.1 Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{116321,76}{1896,64} = 61.33 \text{ KN/m}^2$$

N_u : effort normal à l'ELU.

$$q_s = \frac{N_s}{s_{radier}} = \frac{82540,26}{1896,64} = 43,52 \text{ KN/m}^2$$

N_s : effort normal à l'ELS.

ELU :

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0822 \times 61,33 \times 5,52^2 = 153,61 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,2948 \times 153,61 = 45,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 130,56 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 38,49 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (panneau de rive)}$$

Moments en appuis :

On prend les appuis intermédiaires

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5 M_{0x} = -76,81 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 M_{0y} = -22,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0870 \times 43,52 \times 5,52^2 = 115,36 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,5351 \times 115,36 = 61,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 98,06 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 52,47 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (panneau de rive)}$$

Moments en appuis :

On prend les appuis intermédiaires

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5 M_{0x} = -57,68 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 M_{0y} = -30,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferraillage se fera à l'ELU pour une section de (1m×0.45m)

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$ le minimum d'armature recommandé par le BAEL

est :
$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

ρ_0 : le rapport de volume des aciers à celui du béton = 0,0008 (barres de HA FeE400)

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \frac{(3-0,6)}{2} \times 100 \times 50 = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Exemple : en travée sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{130,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,058$$

$$z = d(1 - 0,04\alpha) = 0,449$$

$$A_x^t = \frac{M_u^x}{f_{st} \times z} = \frac{130,56 \times 10^{-3}}{348 \times 0,449} = 8,36 \text{ cm}^2 \text{ on choisit 6HA14} = 9,24 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

De la même manière pour le sens Y-Y et les appuis on obtient les résultats suivants :

		M (KN .m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix	S _t (cm)
Travée	X-X	130,56	8,36	4,8	9,24	6HA14	20
	Y-Y	38,49	2,47	4	4,71	6HA10	20
Appui	X-X	76,81	4,97	4,8	6,79	6HA12	20
	Y-Y	22,64	1,45	4	4,71	6HA10	20

Tableau VIII.2 : Le ferraillage du panneau le plus sollicité.

VIII.3.5.2 Vérifications :

ELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ mpa}$

$$\text{On a : } \begin{cases} v_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61,33 \times 5,52}{2} \times \frac{9,05^4}{5,52^4 + 9,05^4} = 148,69 \text{ KN} \\ v_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61,33 \times 9,05}{2} \times \frac{5,52^4}{5,52^4 + 9,05^4} = 33,74 \text{ KN} \end{cases}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \tau_u^x = \frac{148,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,33 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifier} \\ \tau_u^y = \frac{33,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,075 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifier} \end{cases}$$

⇒ Pas de rupture par cisaillement

ELS :

Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

Calcul de y et I :

Pour trouver la position de l'axe neutre et le moment d'inertie III, on utilise les deux équations ci-dessous :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \end{cases}$$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification des contraintes :

		M _{Ser} (KN .m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (mpa)	OBS
Travée	X-X	98,06	9,24	9,87	203098,76	4,77	Vérifier
	Y-Y	52,47	4,71	7,3	113381,37	3,38	Vérifier
Appui	X-X	57,68	6,79	8,61	156148,95	3,18	Vérifier
	Y-Y	30,87	4,71	7,3	113381,37	1,99	Vérifier

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton.

La vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ mpa}$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification des contraintes :

		M _{Ser} (KN .m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} (mpa)	OBS
Travée	X-X	98,06	9,24	9,87	203098,76	254,42	Non Vérifier
	Y-Y	52,47	4,71	7,3	113381,37	261,7	Non Vérifier
Appui	X-X	57,68	6,79	8,61	156148,95	244,56	Non Vérifier
	Y-Y	30,87	4,71	7,3	113381,37	153,97	Vérifier

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans l'acier .

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow \alpha \in [0,1] \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Exemple de calcul :

$$M_{ser} = 98,08 \text{ KN.m} \Rightarrow \beta = \frac{98,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 201,63} = 2,4 \times 10^{-3}$$

Apres itérations, on trouve : $\alpha = 0.243$

$$A_{st} = \frac{98,06 \times 10^{-3}}{0,45 \left(1 - \frac{0,243}{3}\right) 201,63} = 11,76 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6\text{HA16} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M _{Ser} (KN . m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	β (× 10 ⁻³)	α	Choix	S _t (cm)
Travée	X-X	98,06	11,76	12,06	2,4	0,243	6HA16	20
	Y-Y	52,47	6,15	6,79	1,29	0,183	6HA12	20
Appui	X-X	57,68	6,8	9,24	1,41	0,191	6HA14	20
	Y-Y	30,87	3,57	4,71	0,76	0,143	6HA10	20

Tableau VIII.5 : Choix du ferraillage et vérifications des contraintes

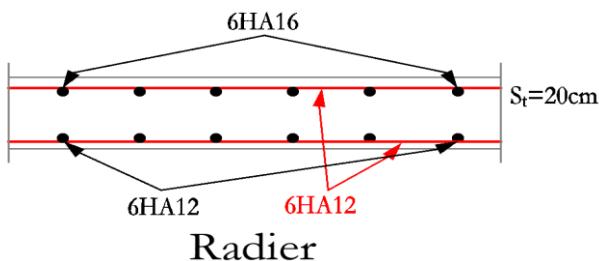


Figure VIII.2 : Schéma de ferraillage du radier.

VIII.3.6 Calcul des nervures :

Les nervures agissent comme des poutres de soutien pour la dalle du radier. Bien que la distribution réelle des charges sur chaque travée soit de forme triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, elle est généralement remplacée par une charge équivalente uniformément répartie afin de simplifier les calculs.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q \times l_x}{2}$$

Charge triangulaire :

$$P_m = \frac{q \times l_x}{3}$$

P_m: charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est égal au maximum des deux efforts V et V' :

$$\begin{cases} V = \frac{P \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \\ V' = \frac{-P \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \end{cases} \text{Avec } M_g \text{ et } M_d : \text{moments aux appuis gauche et droite}$$

et

VIII.3.6.1 Calcul des sollicitations :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g l_g'^3 + P_d l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

Avec l' : longueur fictive qui égale à $\begin{cases} l \rightarrow \text{travée de rive.} \\ 0,8l \rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \end{cases}$

Pour l'appui de rive on a :

$$M_a = 0,15M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moments en travées :

$$M_{t(x)} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens (X-X) :

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Travée	Appuis
$M_u(\text{KN.m})$	413,98	689,97
$M_s(\text{KN.m})$	293,76	489,61

Tableau VIII.6 : Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens X-X

Sens (Y-Y) :

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Travée	Appuis
M_u(KN.m)	1001,56	1756,37
M_s(KN.m)	710,71	1246,33

Tableau VIII.7 : Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens Y-Y

VIII.3.6.2 Ferraillage des nervures :

Le ferraillage sera calculé à la flexion simple pour une section en T.

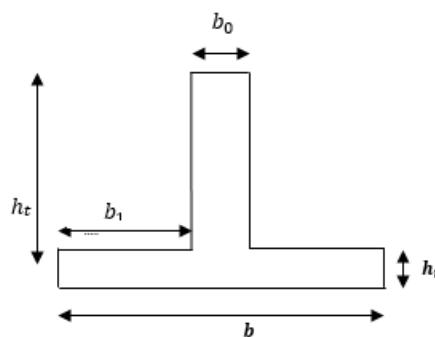


Figure VIII.3 : Section à ferrailler.

Sens X-X :

$$h_t = 0,9 \text{ m} ; b_0 = 0,45 \text{ m} ; h_0 = 0,5 \text{ m} ; d = 0,81 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,92; 2,7) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 1m donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2,45 \text{ m}$

Il faut comparer entre : $M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$ et $M_{travée} = 413,98 \text{ KN.m}$

-Si : $M_{tu} > M_{travée} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la dalle de compression, donc on calcul une section de $(b \times h)$

-Si : $M_{tu} < M_{travée} \Rightarrow$ On calcul une section en T.

On a : $M_{tu} = 10176,08 \text{ KN.m} > M_{travée} = 413,98 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN .m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adoptée} (cm²)	Choix
Travée	413,98	15,48	4,4	15,71	5HA20
Appui	689,97	27,16	4,4	27,62	5HA25+2HA14

Tableau VIII.8 : Résumé des résultats de ferraillage sens X-X.

Sens X-X :

$$h_t=1,6 \text{ m} ; b_0=0,6 \text{ m} \quad h_0=0,5 \text{ m} \quad d=1,44 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0,92; 2,7) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 1m donc : $b=2b_1+b_0=3,44 \text{ m}$

Il faut comparer entre : $M_{tu}=f_{bu} \times b \times h_0 \times (d-h_0/2)$ et $M_{travée} = 1001,56 \text{ KN.m}$

-Si : $M_{tu} > M_{travée} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la dalle de compression, donc on calcul une section de $(b \times h)$

-Si : $M_{tu} < M_{travée} \Rightarrow$ On calcul une section en T.

On a : $M_{tu}=29675,16 \text{ KN.m} > M_{travée} = 1001,56 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN .m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adoptée} (cm²)	Choix
Travée	1001,56	20,55	10,43	21,3	6HA16+6HA14
Appui	1756,37	36,84	10,43	38,69	6HA25+6HA14

Tableau VIII.9 : Résumé des résultats de ferraillage sens Y-Y.

VIII.3.6.3 Les vérifications :**ELU :****Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ mpa}) = 2,5 \text{ mpa}$$

Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{551,98 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,81} = 1,51 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ mpa} \text{ la condition est vérifier}$$

Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{1022,45 \times 10^{-3}}{0,6 \times 1,44} = 1,18 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ mpa} \text{ la condition est vérifier}$$

ELS :

Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

Calcul de y et I :

Pour trouver la position de l'axe neutre et le moment d'inertie III, on utilise les deux équations ci-dessous :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \end{cases}$$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification des contraintes :

		M _{Ser} (KN .m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (mpa)	OBS
Travée	X-X	293,76	15,71	24,36	972818,18	7,36	Vérifier
	Y-Y	710,71	21,3	34,2	4651938,54	5,22	Vérifier
Appui	X-X	489,61	27,62	30,5	1482157,95	10,07	Vérifier
	Y-Y	1246,33	38,79	44,03	7522176,6	7,3	Vérifier

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes dans le béton.

La vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ mpa}$$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification des contraintes :

		M _{Ser} (KN .m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} (mpa)	OBS
Travée	X-X	293,76	15,71	24,36	972818,18	256,55	Non Vérifier
	Y-Y	710,71	21,3	34,2	4651938,54	251,62	Non Vérifier
Appui	X-X	489,61	27,62	30,5	1482157,95	250,22	Non Vérifier
	Y-Y	1246,33	38,79	44,03	7522176,6	248,46	Non Vérifier

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes dans l'acier .

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS :

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M _{Ser} (KN .m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	β (× 10 ⁻³)	α	Choix
Travée	X-X	293,76	20,18	21,3	4,93	0,333	6HA16+6HA14
	Y-Y	710,71	26,81	28,09	2,82	0,261	6HA20+6HA14
Appui	X-X	489,61	34,74	36,24	8,22	0,410	6HA25+6HA12
	Y-Y	1246,33	48,3	48,3	4,96	0,334	6HA25+6HA20

Tableau VIII.12:Choix du ferraillage et vérifications des contraintes

Armatures transversales :

Sens X-X :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{min}\right) \Rightarrow \emptyset_t \leq \min(25,71; 45; 12)mm$$

$$\emptyset_t = 10mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right)cm \Rightarrow S_t \leq \min(22,5; 12)cm \text{ soit } S_t = 12 cm \Rightarrow \text{On adopte un espacement de 12 cm}$$

Sens Y-Y :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{min}\right) \Rightarrow \emptyset_t \leq \min(45,71; 60; 14)mm$$

$$\emptyset_t = 10mm$$

Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(40; 12) \text{ cm}$ soit $S_t = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espace de 12 cm

Les armatures de peau :

Pour éviter le risque de fissures, le RPA99/2003 exige de mettre des armatures de peau qui doivent être au total d'un minimum égales :

$$A_p = 0,2\% (b_0 \times h) \text{ RPA99/2003 (art 7.7.3.3.c)}$$

$$A_p^x = 0,2\% (45 \times 90) = 8,1 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

$$A_p^y = 0,2\% (60 \times 160) = 19,2 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}25 = 19,64 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferraillage :

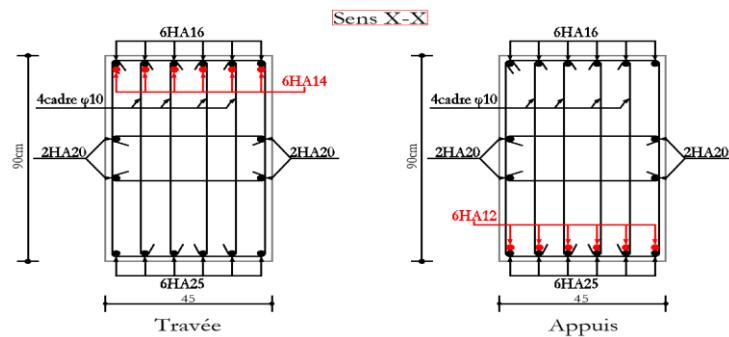


Figure VIII.4 : Schéma de ferraillage des nervures dans le sens X-X.

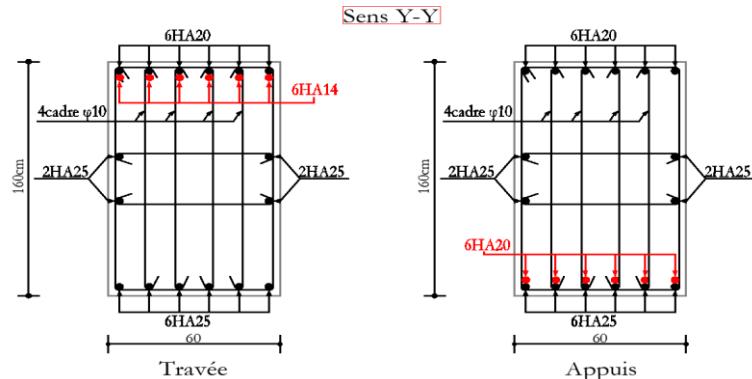


Figure VIII.5: Schéma de ferraillage des nervures dans le sens Y-Y.

CONCLUSION GÉNÉRALE

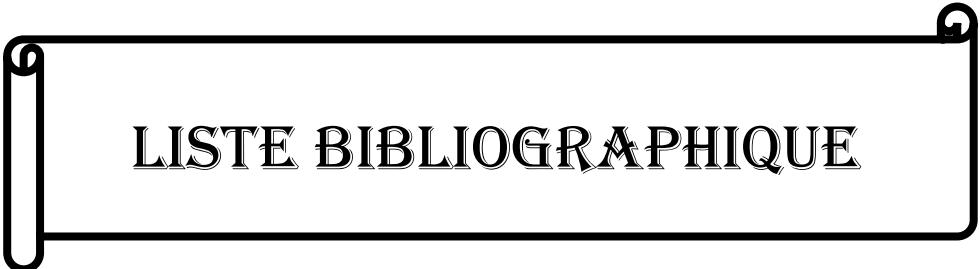
Conclusion générale

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons eu l'opportunité d'analyser une bâtiment en R+4 avec entre sol, classé comme projet de grande importance selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99, version 2003). Ce travail nous a permis d'approfondir les connaissances acquises durant notre formation en génie civil, tout en nous familiarisant avec les différentes normes techniques de conception. Il nous a également offert une vision plus concrète du monde professionnel.

À travers cette étude, nous avons tiré les principales conclusions suivantes :

- Compte tenu de l'importance des charges et surcharges sollicitant la structure, il a été nécessaire d'augmenter la rigidité des éléments porteurs pour satisfaire aux vérifications réglementaires. Cela nous a conduits à adopter des profilés de grandes sections, notamment des poutres IPN 600 et des poteaux composés de profilés PRS renforcés à partir de sections HEB (sous forme de demi-profilés en T).
- L'analyse des actions horizontales a révélé que le séisme est plus contraignant que le vent, principalement à cause du poids élevé de la structure.
- La disposition des contreventements influe fortement sur le comportement dynamique du bâtiment, ce qui nous a amenés à tester plusieurs configurations afin d'optimiser la répartition des efforts et de limiter les effets de torsion dans les premiers modes de vibration.
- La modélisation du plancher mixte comme un diaphragme infiniment rigide a montré une efficacité notable dans la transmission des charges horizontales vers les éléments de contreventement.
- En raison des efforts importants transmis par la superstructure et de la faible capacité portante du sol, la réalisation d'un radier général s'est imposée pour assurer une meilleure stabilité de l'ensemble de la structure.
- La mise en place d'un chaînage nous a permis de réduire les sections des solives dans les grandes travées, tout en maintenant une bonne performance structurale.
- L'utilisation du logiciel de calcul par éléments finis ROBOT nous a permis d'analyser le comportement dynamique de la structure et de procéder à une vérification complète de l'ossature porteuse.

Enfin, bien que ce projet ait constitué une étape importante dans notre parcours, nous sommes conscients que le domaine du génie civil est vaste et en constante évolution. Nous restons motivés à poursuivre notre apprentissage et à développer davantage nos compétences, dans l'objectif de réussir pleinement notre carrière professionnelle.



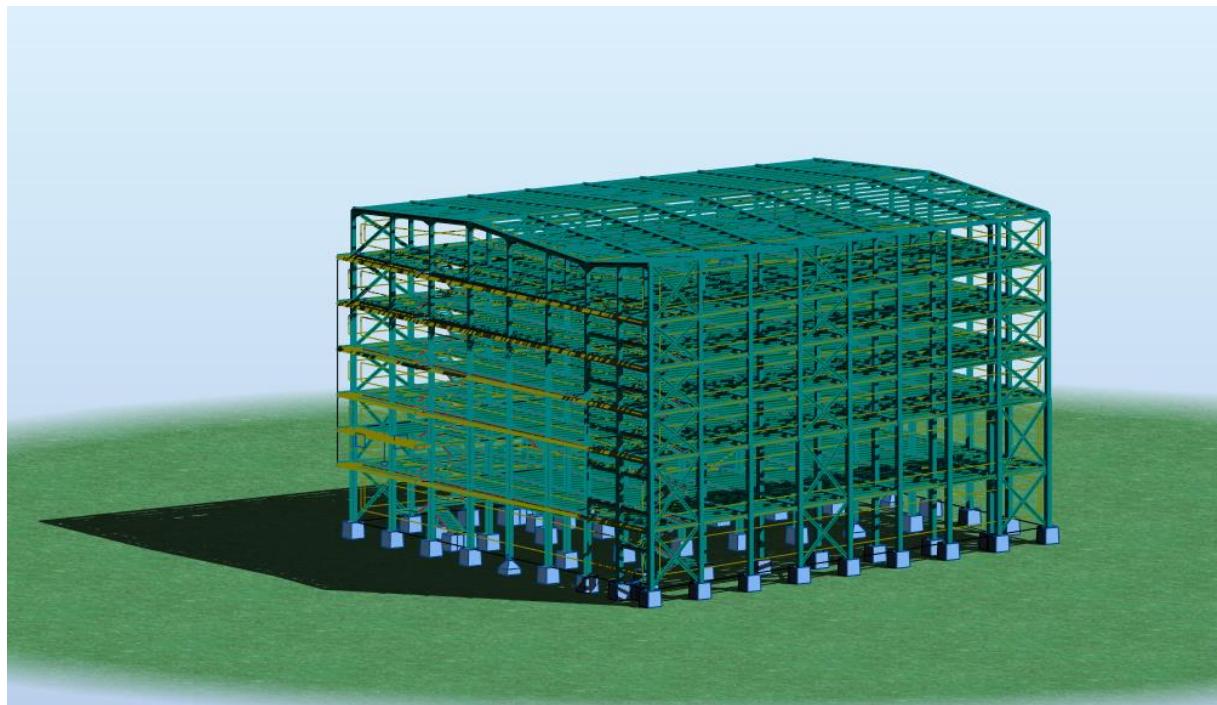
LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- Règlement Neige et Vent Algérien version 2013, 2éme Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de calcul des fondations superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- DTR BC 2.2 (Charges et surcharges d'exploitation).
- EUROCODE 3-4
- Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition : EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.

ANNEXES

Annexe 1 : Vue en 3D de la structure



Annexe 2 : Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23

12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 3 : Valeur χ en fonction $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda}$	Coefficient de réduction			
	Valeurs de χ pour la courbe de flambelement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 4 : les combinaison

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	1,35G + 1,5Q	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+2*1.50
9 (C)	1,35G + 1,5 S	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+3*1.50
10 (C)	1,35G + 1,5W1	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+4*1.50
11 (C)	1,35G + 1,5 W2	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+5*1.50
12 (C)	1,35G + 1,5W3	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+6*1.50
13 (C)	1,35G + 1,5W4	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+7*1.50
14 (C)	G+ 1,5W1	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.00+4*1.50
15 (C)	G + 1,5 W2	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.00+5*1.50
16 (C)	G + 1,5W3	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.00+6*1.50
17 (C)	G + 1,5W4	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.00+7*1.50
18 (C)	1,35G + 1,35 S +	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+3+4)*1.35
19 (C)	1,35G + 1,35 S +	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+3+5)*1.35
20 (C)	1,35G + 1,35 S +	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+6+3)*1.35
21 (C)	1,35G + 1,35 S +	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+3+7)*1.35
22 (C)	G+Q	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+2)*1.00
23 (C)	G+S	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+3)*1.00
24 (C)	G + 0,9Q+0,9S	Combinaison liné	ELS	poids propre	1*1.00+(2+3)*0.90
25 (C)	G+W1	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+4)*1.00
26 (C)	G+W2	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+5)*1.00
27 (C)	G+W3	Combinaison liné	ELS	poids propre	(1+6)*1.00
28 (C)	G+W4	Combinaison liné	ELU	poids propre	(1+7)*1.00
33 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison liné	ACC	poids propre	(1+2+30)*1.00
34 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison liné	ACC	poids propre	(1+2+32)*1.00
35 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+30*1.00
36 (C) (CQC)	0,8G-EX	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+30*-1.00
37 (C) (CQC)	0,8G+EY	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+32*1.00
38 (C) (CQC)	0,8G-EY	Combinaison liné	ACC	poids propre	1*0.80+32*-1.00
39 (C)	1,35G+1,5(Q+S)	Combinaison liné	ELU	poids propre	1*1.35+(2+3)*1.50

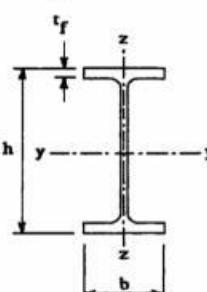
Annexe 5 : Les valeurs μ_x et μ_y en fonction de α

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGEES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{t_x}{t_y}$	ELU v = 0		ELS v = 0.2		$\alpha = \frac{t_x}{t_y}$	ELU v = 0		ELS v = 0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0671	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 6 : choix de la courbe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées			
	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d

Annexe 7 : les tableau des étude des assemblages

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm^2)	50. 3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm^2)	36. 6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\phi_{rendelle}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
ϕ_{coul} (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.5 8	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

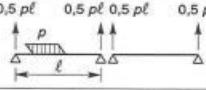
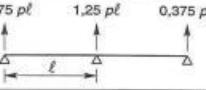
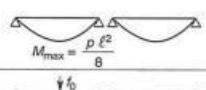
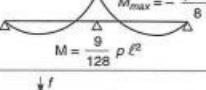
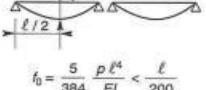
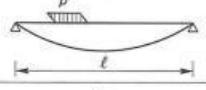
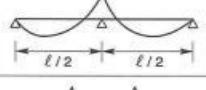
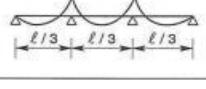
Classe	Boulons ordinaires						Boulons HR	
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	
$f_{yb}....(MPa)$	240	320	300	400	480	640	900	
$f_{ub}....(MPa)$	400	400	500	500	600	800	1000	

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

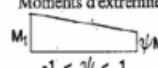
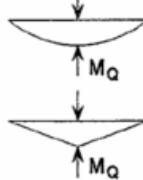
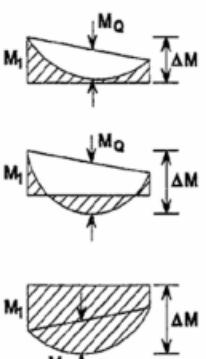
Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Acier	f_u (MPa)	B_w	γ_{Mw}
S235	360	0.8	1.25
S275	430	0.85	1.3
S355	510	0.9	1.35

Annexe 8 : les valeurs des sollicitation dans l'EC3

1. Sollicitations dans le plan d'inertie maximale					
Réactions d'appuis					
Moment de flexion maximum					
Flèches maximum				$y = \frac{1}{EI} \left[\frac{p \ell^3 x}{48} - \frac{p \ell x^3}{16} + \frac{p x^4}{24} \right]$ $y_{\max} \text{ pour } x = \frac{3}{8} \ell, \text{ soit}$ $f_0 = \frac{2,05}{384} \frac{p \ell^4}{EI} = 0,41 f_0 < \frac{\ell}{200}$	
2. Sollicitations dans le plan d'inertie minimale					
Panne sans lierne				$M_{\max} = \frac{p' \ell^2}{8}$	
Panne avec une lierne à mi-portée				$M_{\max} = -\frac{p' \ell^2}{32}$	
Panne avec deux liernes aux tiers de la portée				$M_{\max} = -\frac{p' \ell^2}{72}$	

Annexe 9 : Le facteur de moment uniforme équivalent β_m

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité 	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max } M \text{ dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \text{max } M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \text{max } M + \text{min } M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 10 : Caractéristique de la tôle (COFRASTRA40)

Epaisseurs (mm)			Poids (daN/m ²)	Section A _p (mm ² /m)	Volume des vides V (cm ³ /m ²)	Section efficace A _{pe} (cm ² /m)	Axe neutre	
Z2275	Optigal AMC ZM175	Nue					Elastique (mm)	Plastique (mm)
0,75	0,74	0,71	9,8	1183	106	1013	10,61	1,65
0,88	0,87	0,84	11,5	1400	106	1099	10,61	1,65
1,00	0,99	0,96	13,1	1600	106	1370	10,61	1,65

Annexe 11 : Mode de fondation exige par rapport de sol

d. Mode de fondation et profondeur d'ancrage

Au vu des résultats obtenus, notamment l'existence d'un sol à base d'argile sablo graveleuse et sable argilo graveleux potentiellement perméables, la présence de niveau d'eau à -2.80 mètres pouvant remonter, et la côte topographique du plan d'eau au niveau de l'oued Ghir passant à l'ouest du site de 95.38 mètres nous suggérons d'ancrer les fondations au-dessus de cette côte afin de bénéficier d'un rabattement naturel du niveau d'eau souterraine par circulation et infiltration latérale vers l'oued Ghir ; ceci n'empêchera pas la présence d'eau souterraine mais la réduira en fonction de la perméabilité de masse qui reste difficile à évaluer.

Nous suggérons donc un ancrage à la côte topographique 96.25 mètres, soit en moyenne à -1.25 mètres par rapport à la côte du terrain actuelle

Vu la sensibilité du sol en place, nous préconisons un mode de fondation de type Radier Général à même de mieux répartir les charges et aussi d'éviter les infiltrations d'eau en cas de remonté de son niveau souterrain.

i. Calcul de la capacité portante admissible

Pour les besoins de calcul, nous avons utilisé les valeurs les plus défavorables obtenues à partir des essais pressiométriques.

La contrainte admissible du sol sous une fondation superficielle est donnée par la formule suivante proposée par Menard

$$Q_{adm} = q_0 + K/3 (p_{le} - p_0)$$

Avec :

q₀ : Contrainte verticale initiale au niveau de la fondation après travaux

K_p : facteur de portance dépendant de :

1. La profondeur d'encastrement équivalent De avec :

$$De = (1/p_{le}) \int_0^H p_l(z) dz$$

2. La forme de la fondation (L/2R)

p₀ : Contrainte horizontale au niveau de la fondation au moment de l'essai (avant travaux)

$$p_0 = u + (\sigma_{vo} - u) \times k_0 \text{ au-dessous de la nappe}$$

$$p_0 = \sigma_{vo} \times k_0 \text{ au-dessus de la nappe}$$

Avec

K₀ : Coefficient des terres en général = 0.5

σ_{vo} : pression verticale totale des terres au repos au moment de l'essai

u : pression de l'eau

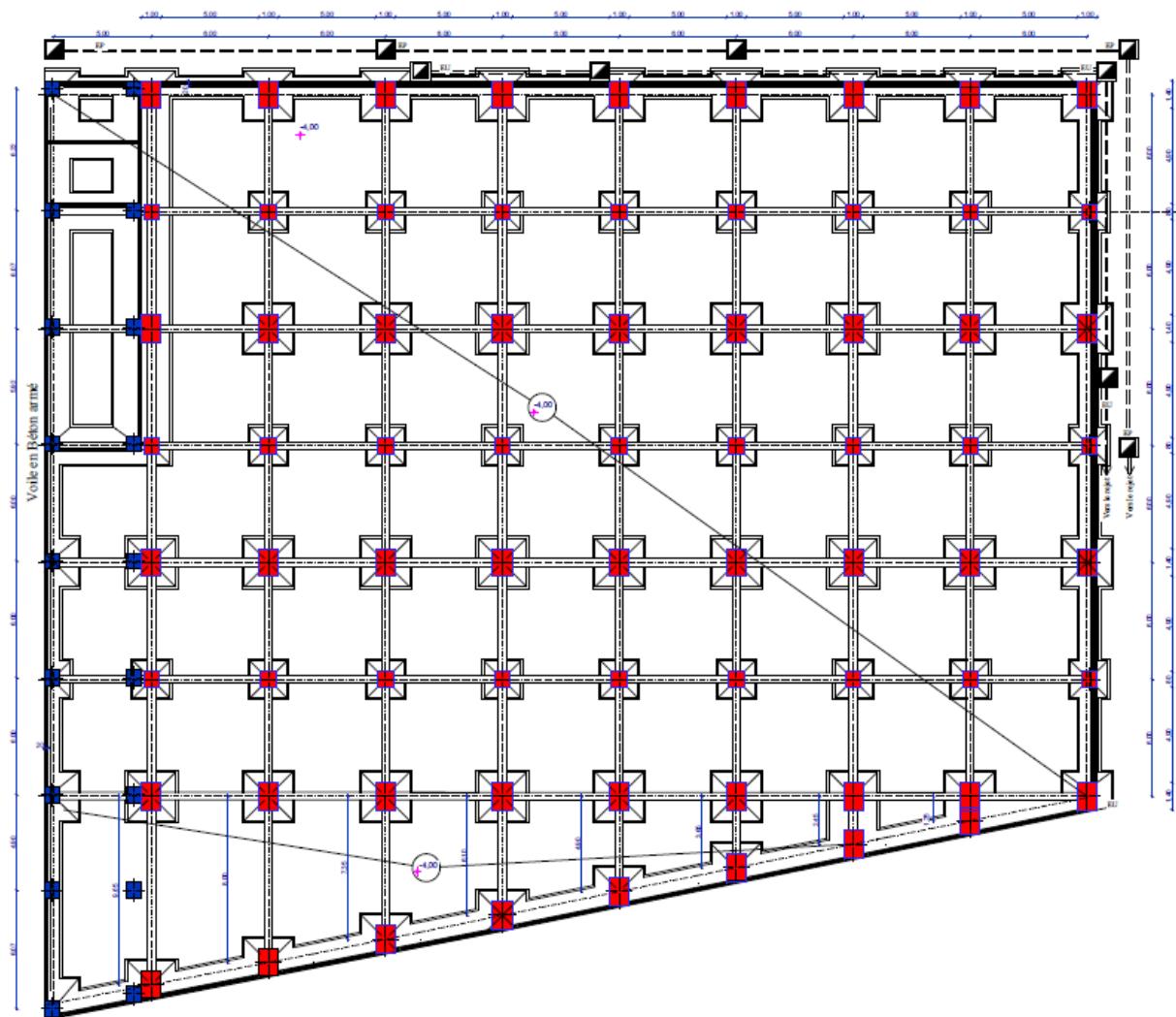
σ_{vo} = q₀ (la cote du terrain naturel = la cote du terrain après travaux)

p_{le} : pression limite équivalente

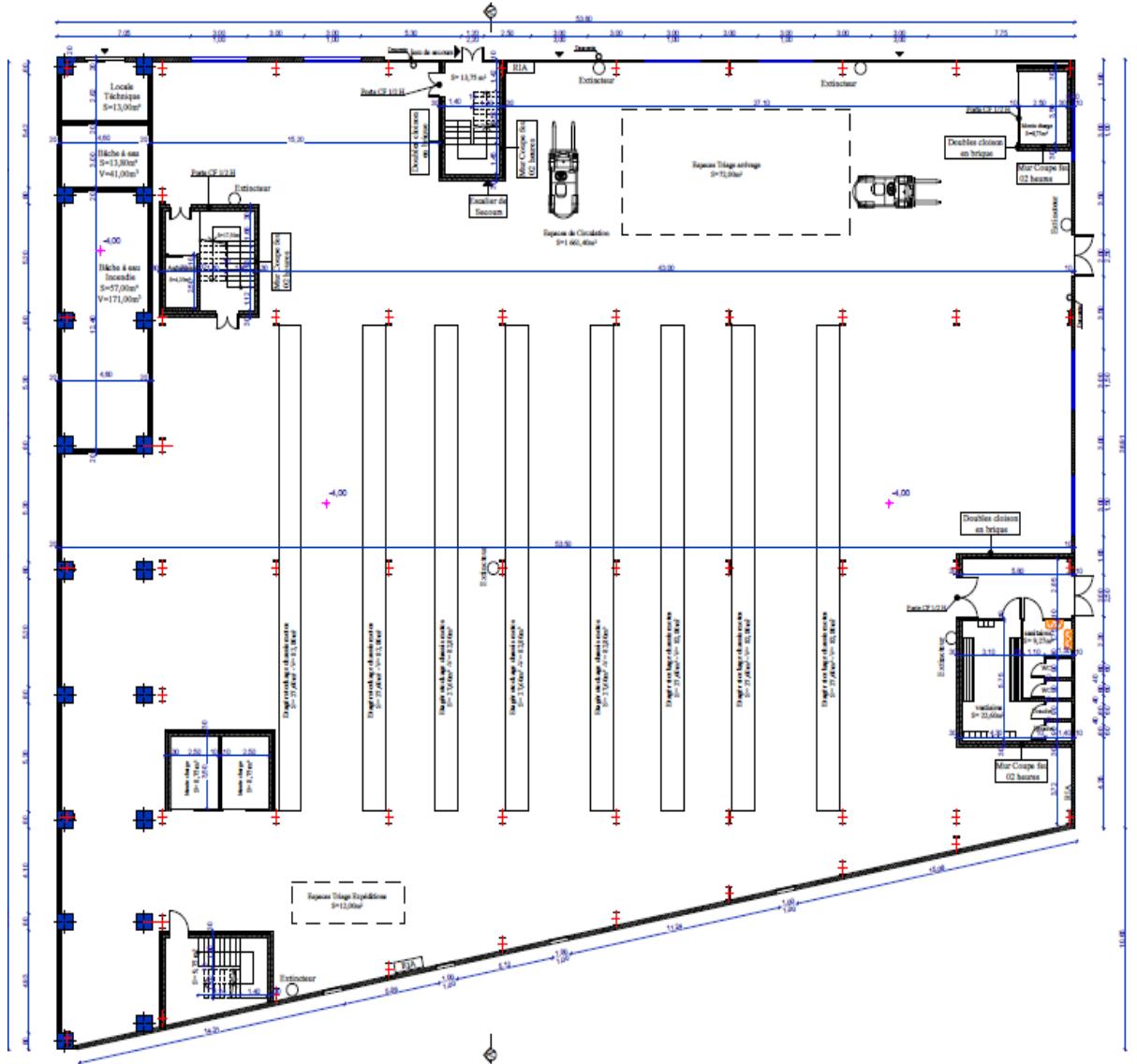
$$p_{le} = \sqrt[3]{p_1/1 * p_2/2 * p_3/3}$$

LES PLANS D'ARCHITECTEURS

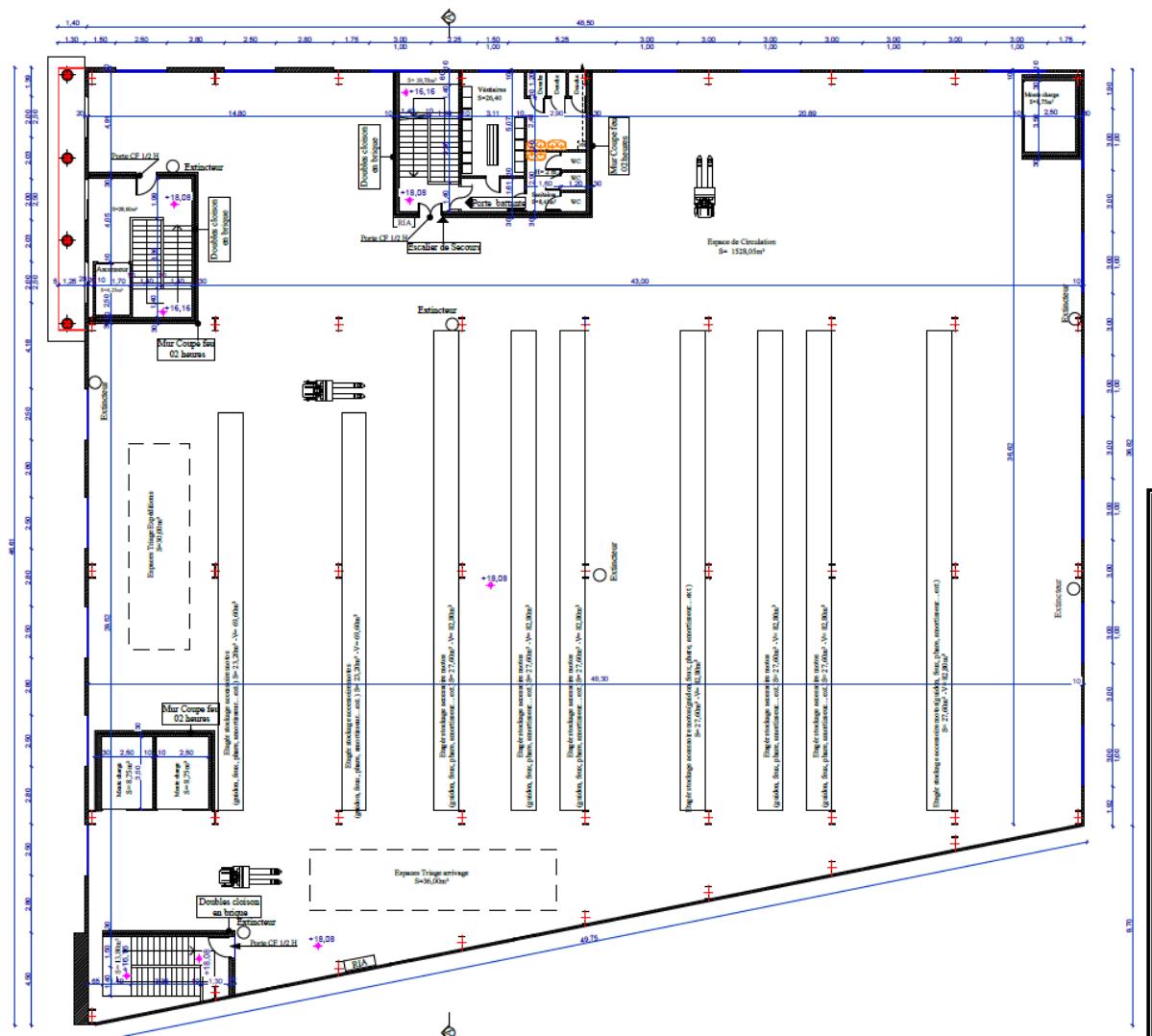
VUE EN PLAN FONDATIONS Ech:1/100



VUE EN PLAN ENTRE -SOL Ech:1/100



VUE EN PLAN ETAGE 04 Ech:1/100



Résumé

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons réalisé l'étude d'un bâtiment à ossature métallique de type R+4 avec entre sol , destiné à un usage stockage implanté dans la wilaya de Béjaïa.

L'étude a été menée selon une démarche structurée en plusieurs étapes. Elle a débuté par l'analyse climatique, effectuée conformément aux prescriptions du Règlement Neige et Vent (RNV – version 2003), suivie de l'évaluation des charges permanentes et des surcharges nécessaires au prédimensionnement de la structure.

Nous avons ensuite procédé à l'étude du plancher mixte ainsi qu'à l'analyse sismique, en nous basant sur le Règlement Parafismique Algérien (RPA99 – version 2003).

Enfin, nous avons vérifié les éléments porteurs, effectué le calcul des assemblages selon les dispositions du Code de Construction Métallique (CCM79), et terminé par l'étude de l'infrastructure.