

Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme
MASTER

Thème :

***Étude d'un bâtiment (R+4) + sous-sol
en charpente métallique à usage
commercial***

Présenté par :

BAA Yasmine & BOUTAGHANE Lamia

Soutenu le :

14 Septembre 2020

Devant le jury composé de :

M. LAICHAOUI

M. BENYASSAD

M. BANOUNE

PRÉSIDENT

EXAMINATEUR

ENCADRANT



Remerciements

Avant toute chose nous remercions le Dieu qui nous a donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

On tient à remercier notre encadrant Mr BANOUNE Brahim qui nous a orienté et conseillé durant toute la période du travail.

On remercie également AHMIA Louis, BOUTAGHANE Lounes, et AIT MOUSSA Nassim pour leur soutien et leur aide.

Nos profonds respects et remerciements aux membres du jury pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

En fin nous remercions tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation.



Dédicaces



C'est grâce à dieu seul que j'ai pu achever ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents.

Mes chères sœurs : Hanane, Kenza, Imen, Kahina, Nora, Feirouz, Souad et mon frère Abes.

Mes amis : Lala, Fatma, Lamia, Rafik.

Mes enseignants.

Yasmine

C'est grâce à dieu seul que j'ai pu achever ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon grand père

A mes très chers parents

A mes grands-parents

A mes sœurs Djidji et Zaza

A mes frères Boussaad et Fouad

A mon oncle BOUTAGHANE Lounes et sa femme Madina

A mes chers amis Meriem, Lynda, Warda, Wissam, Yasmine et Toufik

Lamia



Table des matières

Table des matières

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction..... 3

I.2 Caractéristiques de l'ouvrage..... 3

I.2.1 Caractéristiques géométriques.....3

I.2.2 Caractéristiques structurale.....4

I.3 Règlements utilises.....4

I.4 Régularité de la structure.....4

I.5 Actions et combinaisons d'actions..... 5

I.5.1 Actions..... 5

I.5.2 Combinaisons d'actions.....5

I.5.2.1 Situations durable..... 5

I.5.2.2 Situation accidentelle.....7

I.6 Limite des fléchés et des déplacements..... 6

I.6.1 Flèches verticales..... 6

I.6.2 Flèches horizontales..... 6

I.7 Matériaux utilisés..... 6

I.7.1 L'acier..... 6

I.7.2 Le béton..... 7

I.8 Données du site.....7

Chapitre II : Etude climatique

II.1 Introduction..... 8

II.2 Etude de la neige..... 8

II.3 Etude du vent..... 8

II.3.1 Calcul de la pression du vent dans la direction V1.....	9
II.3.1.1 La pression du vent sur le RDC.....	10
II.3.1.1.1 Les paramètre de calcul.....	10
II.3.1.2 La pression du vent sur le 1 ^{er} étage (sens V1 du vent).....	14
II.3.1.3 La pression du vent sur le 2 ^{ème} étage (sens V1 du vent).....	16
II.3.1.4 La pression du vent sur le 2 ^{ème} étage (sens V1 du vent.....	17
II.3.1.5 La pression du vent sur le 4 ^{ème} étage (sens V1 du vent).....	18
II.3.1.6 La pression du vent sur la toiture (sens V1 du vent).....	19
II.3.2 Calcul de la pression du vent dans la direction V2.....	20
II.3.3 Calcul de la pression du vent dans la direction V3.....	22
II.3.4 Calcul de la pression du vent dans la direction V4.....	24

Chapitre III : Pré-dimensionnement et étude des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	25
III.2 Evaluation des charges et surcharges.....	25
III.3 Pré dimensionnement des éléments.....	26
III.3.1 Les solives.....	27
III.3.1.1 Etage 1, 2 et 3.....	27
III.3.2 Les sommiers.....	29
III.3.2.1 Poutres principales.....	29
III.3.2.1.1 Plancher courant.....	29
III.3.2.1.2 Plancher 4 ^{ème} étage.....	32
III.3.2.1.3 Plancher terrasse inaccessible.....	33
III.3.2.2 Poutres secondaire.....	33
III.3.2.2.1 Poutre secondaire (plancher courant).....	33
III.3.2.2.2 poutre de chaînage (plancher courant).....	35
III.3.2.2.3 Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (étage courant).....	36
III.3.2.2.4 Poutre secondaire (4 ^{ème} étage).....	37

III.3.2.2.5 poutre de chaînage (terrasse accessible et inaccessible).....	37
III.3.2.2.6 Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (terrasse accessible et inaccessible)....	37
III.3.2.2.7 Poutre secondaire (terrasse inaccessible).....	38
III.3.3 Pré-dimensionnement des poteaux.....	38
III.3.3.1 Charge et surcharges reprises par les poteaux.....	39
III.3.3.2 Pré dimensionnement du poteau de RDC.....	40
III.4 Etude des éléments secondaires.....	42
III.4.1 Etude de l'acrotère.....	42
III.4.1.1 Evaluation des sollicitations.....	43
III.4.1.3 Ferrailage de l'acrotère à l'ELU.....	46
III.4.1.4 Vérification des contraintes à l'ELS.....	47
III.4.2 Etude de l'escalier.....	49
III.4.2.1 Pré dimensionnement de l'escalier.....	49
III.4.2.2 Charges et surcharges sur l'escalier.....	50
III.4.2.3 Calcul des éléments de l'escalier 1.....	50
III.4.2.3.1 la cornière du support.....	50
III.4.2.3.2 le limon.....	52
III.4.2.3.3 la poutre palière.....	52
III.4.2.4 Calcul des éléments de l'escalier 2.....	54
III.4.2.5 Calcul des éléments de l'escalier 3.....	54

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

IV.1 Introduction.....	55
IV.2 Avantage de l'utilisation d'un plancher mixte.....	55
IV.3 Caractéristiques de la tôle COFRASTRA 40.....	55
IV.4 Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes.....	56
IV.4.1 La largeur participante de la dalle en béton.....	56
IV.4.2 Section équivalente acier-béton.....	57
IV.5 Calcul de la dalle mixte.....	57

IV.5.1 La vérification au premier stade (phase de construction).....	57
IV.5.1.1 Evaluation des charges sur les solives.....	57
IV.5.1.2 Vérifications à l'ELU.....	58
IV.5.1.3 Vérification à L'ELS.....	58
IV.5.2 La vérification au stade finale.....	59
IV.5.2.1 Vérifications à l'ELU.....	59
IV.5.2.2 Vérification à l'ELS.....	61
IV.5.2.3 Vérification des contraintes dues au moment fléchissant.....	62
IV.5.2.4 Contraintes dues au retrait du béton.....	63
IV.6 Etude des connecteurs.....	64
IV.6.1 Les avantages de l'utilisation des goujons.....	64
IV.6.2 Calcul des connecteurs.....	64
IV.6.2.1 Caractéristiques du goujon.....	64
IV.6.2.2 La résistance du connecteur isolé au cisaillement.....	65
IV.6.2.3 L'effort résistant réduit.....	65
IV.6.2.4 Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal.....	66
IV.6.2.5 Vérification des soudures.....	66
IV.7 Calcul de ferrailage de la dalle de compression.....	67

Chapitres V : Etude sismique

V.1 Introduction.....	69
V.2 Modélisation.....	69
V.2.1 Présentation du logiciel ROBOT.....	69
V.3 Analyse de la structure.....	69
V.3.1 Type d'analyse.....	69
V.3.2 Méthodes de calcul.....	69
V.3.2.1 La méthode statique équivalente.....	70
V.3.2.2 La méthode modale spectrale.....	72

V.3.3 Vérification de la structure.....	76
V.3.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	76
V.3.3.2 Vérification de la participation massique.....	76
V.3.3.3 Vérification de la force sismique à la base.....	77
V.3.3.4 Vérification des déplacements.....	77
V.3.3.5 Vérification de l'effet P- Δ	78

Chapitre VI : Vérification de l'ossature

VI.1 Introduction.....	80
VI.2 Vérification des poutres.....	80
VI.2.1 Vérification des poutres principales.....	80
VI.2.2 Vérification des poutres secondaires.....	82
VI.3 Vérification des poteaux.....	83
VI.3.1 Vérification des poteaux du 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage.....	83
VII.4 Vérification du système de contreventement.....	86
VII.5 Vérification de la stabilité au renversement.....	89

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1 Introduction.....	91
VII.2 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	91
VII.2.1 Epaisseur de la cornière.....	91
VII.2.2 Dimensionnement des boulons.....	91
VII.2.3 Vérification des boulons.....	92
VII.3 Assemblage poteau-poutre principale.....	93
VII.4 Assemblage poteau-poteau (HEB340-HEB500).....	96
VII.5 Assemblage des contreventements.....	97
VII.5.1 Assemblage gousset-nœud du portique.....	97

VII.5.2 Assemblage gousset-diagonale..... 98
VII.6 Calcul des pieds de poteaux.....100

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction.....109
VIII.2 Choix de type de fondation.....109
VIII.2.1 Combinaisons d'action à considérer.....109
VIII.2.2 Vérification des semelles isolées.....109
VIII.2.3 Vérification des semelles filantes.....110
VIII.3 Calcul des fondations.....110
VIII.3.1 Définition du radier.....110
VIII.3.2 Calcul de la surface de radier.....110
VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier.....111
VIII.3.4 Vérifications.....112
VIII.3.4.1 Vérification de la poussée hydrostatique.....112
VIII.3.4.2 Vérification au poinçonnement.....112
VIII.3.4.3 Vérification au cisaillement.....113
VIII.3.4.4 Vérification des contraintes dans le sol.....113
VIII.3.5 Ferrailage du radier.....114
VIII.3.5.1 Calcul des sollicitations.....115
VIII.3.5.2 Vérifications.....116
VIII.3.6 Calcul des nervures.....118
VIII.3.6.1 Calcul des sollicitations.....119
VIII.3.6.2 Ferrailage des nervures.....120
VIII.3.6.3 Les vérifications.....121
VIII.3.6.4 Schéma de ferrailage des nervures.....123
VIII.4 Voile périphérique.....123
VIII.4.1 Définition.....123

VIII.4.2 Dimensionnement du voile.....	124
VIII.4.3 Caractéristique du sol.....	124
VIII.4.5 Evaluation des charges sur le voile.....	124
VIII.4.6 Ferrailage du voile.....	124
VIII.4.6.1 Calcul des sollicitations.....	124
VIII.4.6.2 Vérifications.....	125
VIII.4.6.3 Schéma de ferrailage du voile.....	127
Conclusion générale.....	128

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de sous-sol	3
Figure II.1 : Les directions du vent.....	9
Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	10
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales.....	12
Figure II.4 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale (direction V1).....	13
Figure II.5 : la répartition des zones du vent sur la toiture plate.....	18
Figure II.6 : Répartition de la pression dynamique (sens V1).....	19
Figure III.1 : Disposition des solives (étage courant).....	28
Figure III.2 : Schéma statique d'un sommier.....	30
Figure III.3 : Poutre secondaire uniformément chargée.....	34
Figure III.4 : Poutre de chaînage uniformément chargée.....	35
Figure III.5 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité par la charge du vent (Direction V3 et V1).....	39
Figure III.6 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	40
Figure III.7 : Démentions de l'acrotère.....	43
Figure III.8 : sollicitation sur l'acrotère.....	43
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	48
Figure III.10 : Vue de l'escalier.....	49
Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier.....	50
Figure III.12 : Disposition des cornières.....	51
Figure III.13 : Schéma statique d'une cornière.....	51
Figure III.14 : Schéma statique du limon.....	52
Figure IV.1 : Schéma des composants du plancher mixte.....	55
Figure IV.2 : Dimensions de la tôle nervurée COFRASTRA 40.....	56
Figure IV.3 : La largeur efficace de la dalle.....	56
Figure IV.4 : La section transversale mixte.....	57

Figure IV.5 : Schéma statique de la solive.....	58
Figure IV.6 : Position de l'axe neutre plastique.....	60
Figure IV.7 : Position de l'axe neutre de la section mixte (Δ).....	61
Figure IV.8 : Goujon à tête soudé avec le profilé.....	64
Figure IV.9 : Dimension du goujon à tête.....	65
Figure IV.10 : Détail des perforations pour les connecteurs.....	66
Figure IV.11 : Ferrailage de la section de la dalle ($1m \times e$).....	68
Figure V.1 : Quelques dispositions essayer des palées de stabilités.....	73
Figure V.3 : Disposition des palées de stabilité.....	74
Figure V.4 : Spectre de repense selon X.....	74
Figure V.5 : Spectre de repense selon Y.....	75
Figure V.6 : Translation suivant X (mode1).....	75
Figure V.7 : Translation suivant Y (mode2).....	75
Figure V.8 : Torsion (mode3).....	76
Figure VI.1 : Note de calcul de la vérification de la poutre IPN500.....	81
Figure VI.2 : Poutre IPN500 avec jarret.....	81
Figure VI.3 : Note de calcul de la poutre IPN500 avec jarret.....	81
Figure VI.4 : Note de calcul de la poutre IPN550.....	81
Figure VI.5 : Vérification du poteau de 3 ^{ème} étage.....	85
Figure VI.6 : Profilé HEB340 vérifié.....	85
Figure VI.7 : Palée de stabilité en X.....	86
Figure VI.8 : Contreventement en Y.....	87
Figure VI.9 : Poutre assemblé avec le contreventement en Y.....	88
Figure VI.10 : Note de calcul de la poutre assemblé avec le contreventement en Y.....	89
Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.....	91
Figure VII.2 : Disposition géométrique des boulons (solive-poutre principale).....	92
Figure VII.3 : Assemblage poteau-poutre principale.....	93
Figure VII.4 : Assemblage poteau-poteau (HEB340-HEB500).....	96
Figure VII.5 : Assemblage gousset-nœud du portique par cordon de soudure.....	98

Figure VII.6 : Assemblage des diagonales sur le gousset.....	99
Figure VII.7 : Disposition géométrique des boulons sur la diagonale.....	99
Figure VII.8 : Pied de poteau encastré.....	100
Figure VII.8 : Dimensions de la platine.....	101
Figure VII.9 : Distribution des contraintes sous la platine.....	101
Figure VIII.1 : Zone d'impact de la charge concentré.....	113
Figure VIII.2 : Distribution des contraintes sous le radier.....	113
Figure VIII.3 : Dimensions du panneau le plus sollicité.....	115
Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	118
Figure VIII.5 : Schéma de sollicitation sur les nervures suivant le sens X-X.....	119
Figure VIII.6 : Section à ferrailer.....	120
Figure VIII.7 : Schéma de ferrailage des nervures suivant le sens X-X.....	123
Figure VIII.8 : Schéma de ferrailage du voile.....	127

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie du terrain IV.....	10
Tableau II.2 : Récapitulatif des paramètres calculés précédemment.....	12
Tableau II.3 : Zones de C_{pe} pour le RDC direction V1 du vent.....	14
Tableau II.4 : Pression du vent sur le RDC dans le sens V1 du vent.....	14
Tableau II.5 : Zones de C_{pe} pour le 1 ^{er} étage direction V1 du vent.....	15
Tableau II.6 : Pression du vent sur le 1 ^{er} étage pour un sens V1 du vent.....	15
Tableau II.7 : Zones de C_{pe} pour le 2 ^{ème} étage direction V1 du vent.....	15
Tableau II.8 : Pression du vent sur le 2 ^{ème} étage pour un sens V1 du vent.....	16
Tableau II.9 : Zones de C_{pe} pour le 3 ^{ème} étage direction V1 du vent.....	16
Tableau II.10 : Pression du vent sur le 3 ^{ème} étage pour un sens V1 du vent.....	17
Tableau II.11 : Zones de C_{pe} pour le 4 ^{ème} étage direction V1 du vent.....	17
Tableau II.12 : Pression du vent sur le 4 ^{ème} étage pour un sens V1 du vent.....	17
Tableau II.13 : Zones de C_{pe} pour la toiture direction V1 du vent.....	18
Tableau II.14 : Pression du vent sur la toiture pour un sens V1 du vent.....	19
Tableau II.15 : La pression du vent dans la direction V2.....	21
Tableau II.16 : La pression du vent dans la direction V3.....	23
Tableau II.17 : La pression du vent dans la direction V4.....	24
Tableau III.1 : Evaluation des charges permanentes.....	26
Tableau III.2 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales.....	26
Tableau III.3 : Vérification de la résistance des solives.....	29
Tableau III.4 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale.....	32
du plancher courant	
Tableau III.5 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale.....	32
du 4 ^{ème} étage	
Tableau III.6 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale.....	33
du Plancher terrasse inaccessible	

Tableau III.7 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre de chaînage plancher courant.....	36
Tableau III.8 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (étage courant).....	36
Tableau III.9 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (4ème étage).....	37
Tableau III.10 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre de chaînage (4ème étage et terrasse inaccessible).....	37
Tableau III.11 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre assemblée avec la poutre de chaînage (4ème étage et terrasse inaccessible).....	38
Tableau III.12 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (terrasse inaccessible).....	38
Tableau III.13 : Evaluation des charges sur le poteau.....	40
Tableau III.14 : Résumé du pré dimensionnement des poteaux.....	42
Tableau III.15 : sollicitations et combinaisons d’actions.....	44
Tableau III.16 : Evaluation des charges et surcharges sur l’escalier.....	51
Tableau III.17 : Calcul de l’escalier 2.....	50
Tableau III.18 : Calcul de l’escalier 3.....	54
Tableau IV.1 : Caractéristiques du bac d’acier COFRASTRA 40.....	56
Tableau IV.2 : Vérification de la flèche des solives du plancher terrasse durant la phase de construction.....	58
Tableau IV.3 : Vérification des sollicitations sur les solives du plancher terrasse durant la phase de construction.....	59
Tableau IV.4 : Les différentes charges durant la phase finale.....	59
Tableau IV.5 : Vérification de la position de l’axe neutre.....	60
Tableau V.1 : Valeur du facteur de qualité.....	71
Tableau V.2 : Le poids total de la structure.....	72
Tableau V.3 : Valeur des modes propres.....	76
Tableau V.4 : Vérification de la participation massique.....	77
Tableau V.5 : Déplacement selon le sens X-X.....	78

Tableau V.6 : Déplacement selon le sens Y-Y.....	78
Tableau V.7 : Effet de P- Δ sens X-X.....	79
Tableau V.8 : Effet P- Δ sens Y-Y.....	79
Tableau VI.1 : Sollicitation max dans la poutre principale du 4 ^{ème} étage.....	80
Tableau VI.2 : Vérification des poutres principales par ROBOT.....	82
Tableau VI.3 : Poutres principales vérifiées.....	82
Tableau VI.4 : Poutres secondaires vérifiées.....	83
Tableau VI.5 : Sollicitation dans le poteau du 3 ^{ème} étage.....	83
Tableau VI.6 : Vérification des poteaux par ROBOT.....	86
Tableau VI.7 : Poteaux vérifiés par ROBOT.....	86
Tableau VI.8 : Les moments de renversements.....	90
Tableau VI.9 : Les moments résistants.....	90
Tableau VII.1 : Epaisseur de gousset en fonction de l'effort appliquée.....	98
Tableau VIII.1 : Sollicitation sur la semelle filante.....	110
Tableau VIII.2 : Le ferrailage du panneau le plus sollicité.....	116
Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton.....	117
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	117
Tableau VIII.5 : Sections d'armatures choisies.....	118
Tableau VIII.6 : Sollicitation sur la nervure la plus sollicité dans le sens longitudinal.....	120
Tableau VIII.7 : Sollicitation sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal.....	120
Tableau VIII.8 : Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.....	121
Tableau VIII.9 : Résume des résultats de ferrailage sens Y-Y.....	121
Tableau VIII.10 : Vérification de l'effort tranchant.....	121
Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes dans le béton.....	122
Tableau VIII.13 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	122
Tableau VIII.14 : Sections d'armatures choisies.....	122
Tableau VIII.15 : Calcul des sections d'armatures pour le ferrailage du voile.....	125
Tableau VIII.16 : Vérification des contraintes dans le béton (voile).....	126
Tableau VIII.17 : Vérification des contraintes dans l'acier (voile).....	127

Introduction
Générale

Introduction générale

Dans le but de la mise en pratique des acquis théorique capitalisé durant toute notre formation et, dans le souci d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, notamment la construction métallique. Nous nous sommes intéressés, dans le cadre de notre projet de fin d'études, à une étude compète d'un projet en charpente métallique. Ce projet consiste à dimensionner un bâtiment (R+4) avec sous-sol en construction métallique à usage commercial.

A partir des plans donnés par le bureau d'architecture nous allons définir une géométrie de portiques, étudier la stabilité de la structure et faire les choix technologiques concernant l'enveloppe du bâtiment et des planchers.

Ce travail nécessite de définir les hypothèses de charges ainsi que les descentes de charges.

- L'étude sera réalisée en respectant les normes des règlements (RNV99/2003, RPA99/003, CCM97, Eurocode3, Eurocode 4et le BAEL)
- Pour l'étude de ce projet et le dimensionnement des portiques nous allons utiliser le logiciel ROBOT.

Enfin, nos objectifs finals lors de cette étude sont les suivants :

- L'obtention d'un ouvrage stable, résistant et garantissant la sécurité des vies humaines.
- Donner de l'importance à la faisabilité de la réalisation en évitant les solutions difficiles à réaliser.
- Présenter un travail satisfaisant en vue d'obtention de diplôme master.

Le travail va être réparti sur huit chapitres comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage, la définition des matériaux utilisés ainsi que les règlements à respecter.

Dans le deuxième chapitre on calcule les actions climatiques appliquées sur la structure pour les prendre en compte dans les calculs.

Le pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode3 fera l'objet du troisième chapitre.

Dans cette partie, on va aussi étudier les éléments secondaires (escaliers, acrotère) respectons les hypothèses de la RDM.

Le chapitre quatre abordera calcul et vérification des planchers mixte.

On consacra ensuite le chapitre cinq pour l'étude sismique du bâtiment, ou sera aborder les différentes méthodes de calcul sismique, on respectant leurs conditions d'applications.

La vérification de l'ossature, notamment les éléments principaux est une étape très importante et, sera accomplie dans le chapitre six avec les sollicitations du modèle 3D obtenu du logiciel éléments finis qui est le Robot.

Dans le chapitre sept il sera question de calcul et vérification des assemblages entre éléments de la structure.

En fin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude des fondations.

On terminera par une conclusion générale qui synthétisera notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment en (R+4) + sous-sol en charpente métallique à usage commercial, la structure est implantée à la wilaya de Bejaia (Ibourassen, commune d'Oued Ghir) qui est classé comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99/2003.

I.2 Caractéristiques de l'ouvrage

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de la structure sont :

- Longueur total du bâtiment : 46.51 m
- Largeur total du bâtiment : 44.05 m.
- Hauteur total du bâtiment : 22.07m.
- Hauteur de niveau : 3.74 m
- Hauteur de RDC : 5.61
- Hauteur de sous-sol : 3.74 m
- Hauteur de l'acrotère : 1.5m

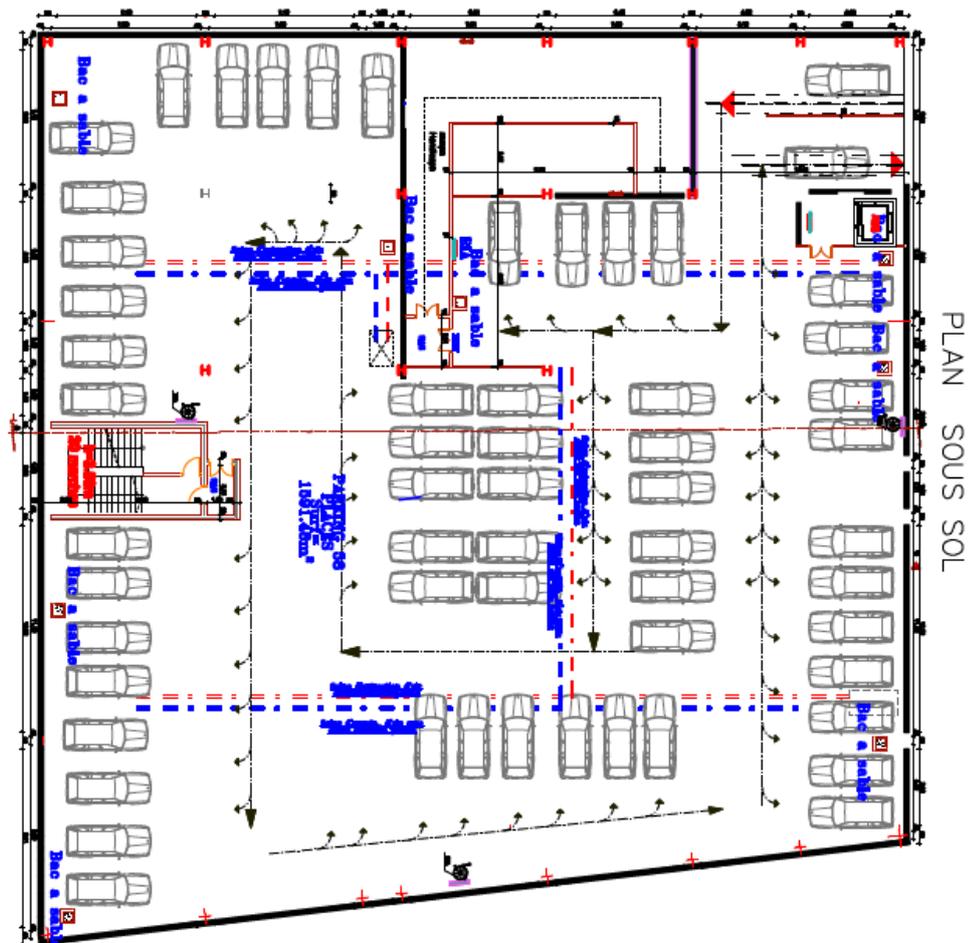


Figure I.1 : Plan de sous-sol

I.2.2 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 (Solive) : IPE ou IPN
- Connecteur de cisaillement de type : goujons

c) Escaliers :

Le bâtiment contient deux types d'escaliers deux escaliers différents à deux volées en profilés métallique.

d) Acrotère :

C'est un élément en béton armée de protection coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

e) Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse accessible de surface 709.21 m².
- Terrasse inaccessible sauf pour entretien.

f) Ascenseur :

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

g) Remplissage :

Les murs de remplissage extérieur sont en panneaux sandwich et les murs de séparation intérieure sont en plaques au plâtre.

I.3 Règlements utilises

- 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.4 Régularité de la structure

Selon les Règles Parasismique Algériennes : RPA99/2003. (Article 3.5.1), chaque bâtiment doit être classé 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.5 Actions et combinaisons d'actions

I.5.1 Actions :

- **Actions permanentes G_i**

Poids propre des éléments de la construction

Poids propre des équipements fixes

- **Actions variables Q_i**

Charges d'exploitation

Charges appliquées en cours d'exécutions

- **Actions climatiques W, S**

Vent (W)

Neige (S)

- **Action accidentelles E_i**

Séisme

I.5.2 Combinaisons d'actions :

I.5.2.1 Situations durable

a) 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 :

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

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

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

Avec :

$G_{k,j}$: Valeur caractéristique des actions permanentes

$Q_{k,i}$: Valeur caractéristique des actions variables

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

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

b) 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 :

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

I.5.2.1 Situation accidentelle

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

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

I.6 Limite des fléchés et des déplacements

I.6.1 Flèches verticales

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

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

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

I.6.2 Flèches horizontales

On a un bâtiment à étages donc la flèche est :

- Pour entre niveau : $\frac{h}{250}$; avec h c'est la hauteur d'étage.
- Pour toutes la structure : $\frac{h_0}{420}$; avec h₀ est la hauteur totale.

I.7 Matériaux utilisés

I.7.1 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%)

I.7.1.1 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 caractérise par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

I.7.1.2 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)

I.7.1.3 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Les caractéristiques de l'acier sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12.10^{-6}$ par °C

I.7.2 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 : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Densité volumique : $\rho = 2.5$ t/m³
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\theta = 10^{-4}$ par °C
- la classe du béton est C25/30

I.8 Données du site

D'après le rapport de sol fourni le site est classé comme étant un site meuble (S3) et la contrainte admissible est : $\sigma_{adm} = 1.20$ bars.

Chapitre II

Etude climatique

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige qui agissent sur l'ensemble de l'ouvrage, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent version 2013.

II.2 Etude de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge statique qu'il faut prendre en compte.

- **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 :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en kN/m^2

S_k : La charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude de la zone en kN/m^2

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

- **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)

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

- **Charge de la neige sur le sol S_k**

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

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{RNV2013 page 21})$$

Avec H est l'altitude par rapport au niveau de la mer du site d'implantation en (m), qui égale à 25 m,

$$\text{AN : } S_k = \frac{0.07 \times 25 + 15}{100} = 0.1675 \text{ kN/m}^2$$

$$S_k = 16.75 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 0.8 \times 16.75 = 13.4 \text{ daN/m}^2$$

II.3 Etude du vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est assez important, Il doit être pris en considération car il a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Donc une étude

approfondie sera élaborée à fin de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment. Cela doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction. Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent (version 2013).

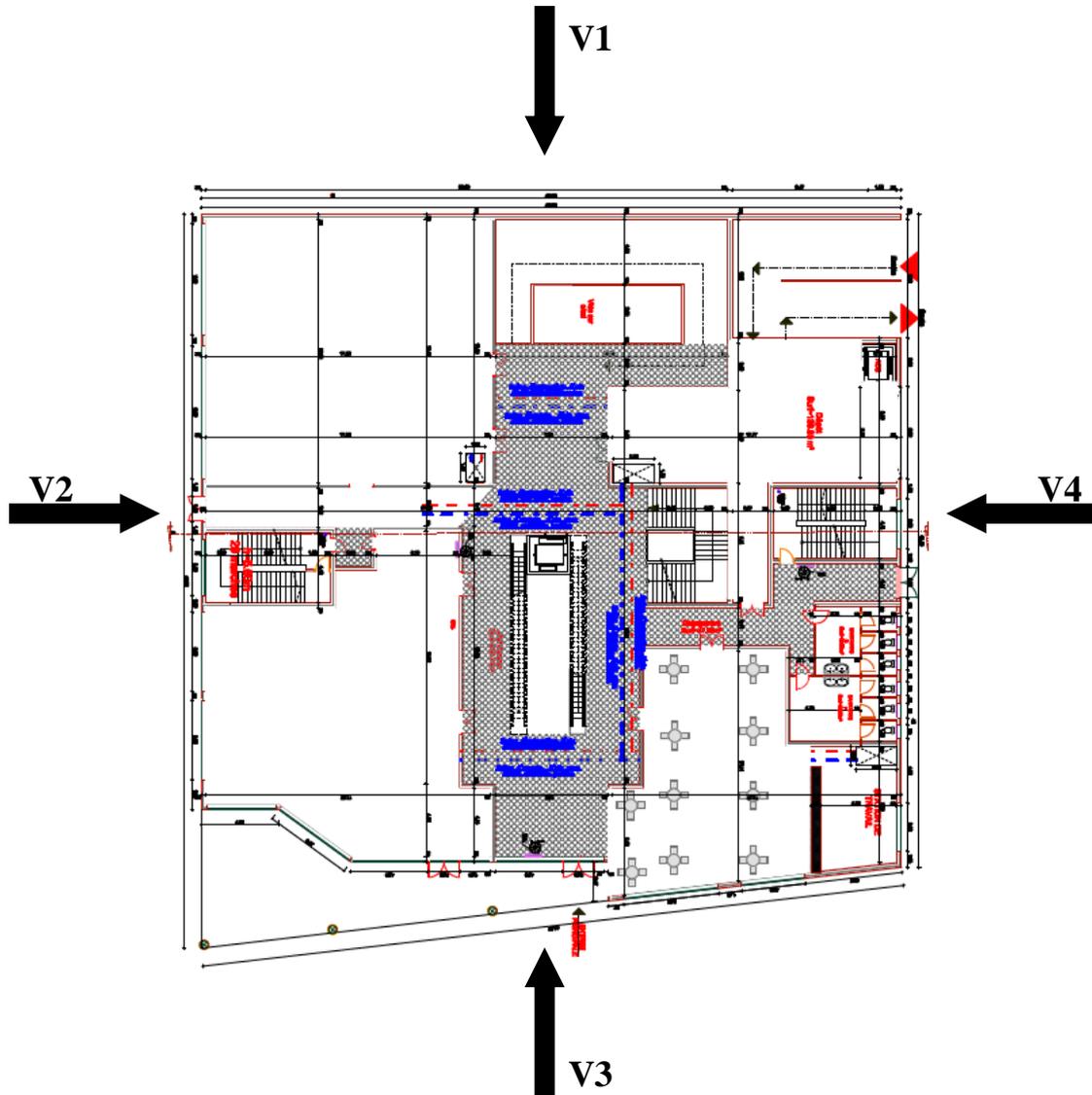


Figure II.1 : Les directions du vent

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

Dans ce sens, le vent sera perpendiculaire sur la dimension ($b=44,05\text{m}$). La pression du vent doit être calculée pour chaque niveau, selon les dimensions suivantes :

- a) RDC :
 $b = 44,05\text{m}$, $L = 44,73\text{m}$, $H = 5,61\text{m}$
- b) Le Premier étage :
 $b = 44,05\text{m}$, $L = 46,92\text{m}$, $H = 9,35\text{m}$
- c) Le deuxième étage :

$b = 44,05\text{m}$, $L = 46,92\text{m}$, $H = 13,09\text{ m}$

d) Le troisième étage :

$b = 44,05\text{m}$, $L = 46,92\text{m}$, $H = 16,83\text{m}$

e) Le quatrième étage :

$b = 44,05\text{m}$, $L = 48,92\text{m}$, $H = 20,57\text{m}$

• La toiture :

$b = 44,05\text{ m}$, $L = 37,11\text{ m}$, $H = 22,07\text{ m}$

II.3.1.1 La pression du vent sur le RDC :

a) La géométrie :

$b = 44,05\text{m}$, $L = 44,73\text{m}$, $H = 5,61\text{m}$

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 urbaine donc le site sera classé dans la catégorie **IV** (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 :

La catégorie de terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ϵ
Catégorie IV : Zone dont moins de 15% de surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

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

II.3.1.1.1 Les paramètre de calcul :

a) Hauteur de référence Z_e : (cf. Chapitre 2 § 2.3.2)

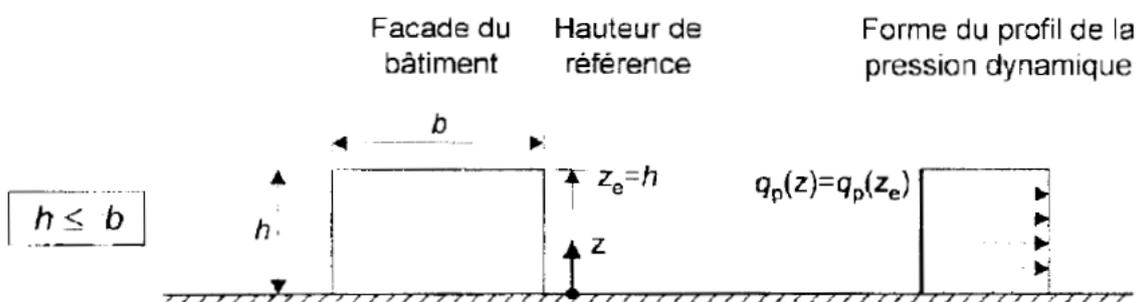


Figure II.2 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

La hauteur de référence est : $H = 22,07\text{ m}$.

On a : $H = 22,07\text{ m} < b = 44,05\text{ m}$

➤ Pour les murs au vent :

$$Z_e=H=22,07 \text{ m}$$

Avec : H est la hauteur du bâtiment sans inclure la hauteur de sous-sol.

➤ **Pour les murs sous le vent et parallèles au vent :**

$$Z_e=H=22,07 \text{ m}$$

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

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

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

$$\text{Pour } Z = Z_e = 5.61 \text{ m} \Rightarrow Z_{min} = 10\text{m} > Z = 5,61\text{m}$$

$$\Rightarrow C_r(z) = 0.234 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0.538$$

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

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

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

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

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Z < Z_{min} \Rightarrow I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right)} = 0.434$$

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.

$$C_e(z) = 1,173$$

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

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

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

La pression dynamique de pointe est donnée par :

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf}$$

Avec : $q_{réf}$: la pression dynamique de référence.

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

$$q_p(Z_e) = 375 \times 1.173 = 439,875 \text{ N/m}^2$$

Parois	$Z_e(\text{m})$	C_r	$C_t(z_e)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e) \text{ N/m}^2$
De 0 à 5,61m	5,61	0,538	1	0,434	1,173	439,875

Tableau II.2 : Résumé des paramètres calculés précédemment.

f) Coefficient dynamique :

Vu que le bâtiment a étudié est à ossature comportant des murs dont la hauteur H est inférieure 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)

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

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

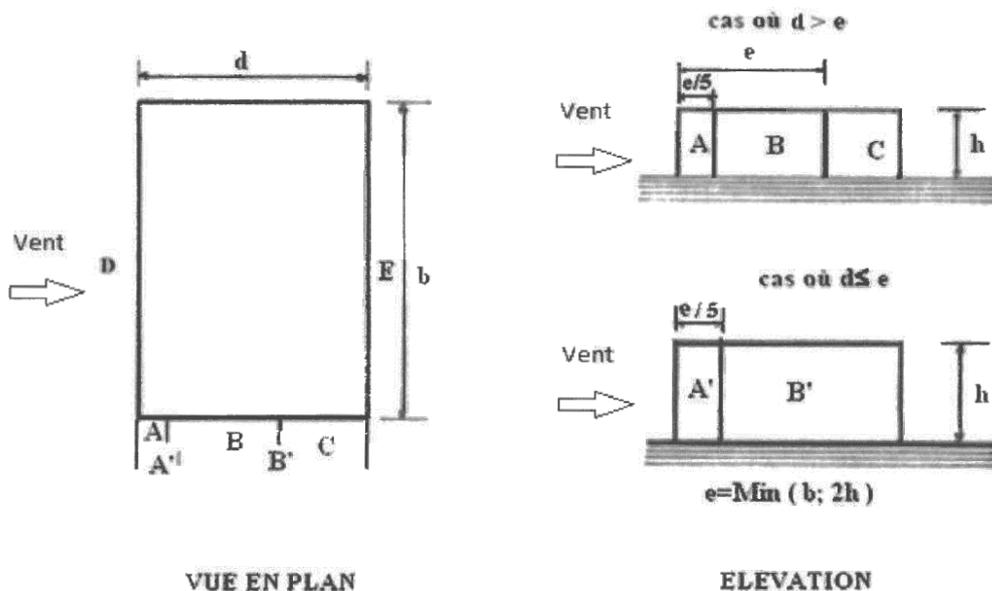


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales

- **Les parois perpendiculaires au vent :**

Le vent perpendiculaire à la dimension ($b=44,05m$) :

$$S = 44,05 \times 5,61 = 247,120 \text{ m}^2 \Rightarrow S > 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

- **Les parois verticales parallèles au vent :** (cf. Chapitre 5 § 5.1.2)

$$e = \min(b, 2h) = \min(44,05 ; 2 \times 5,61) = 11,22 \text{ m}$$

$$d = 44,73 > e = 11,22\text{m}$$

⇒ Les parois verticales qui sont parallèles au vent sont divisées en trois zones A, B et C

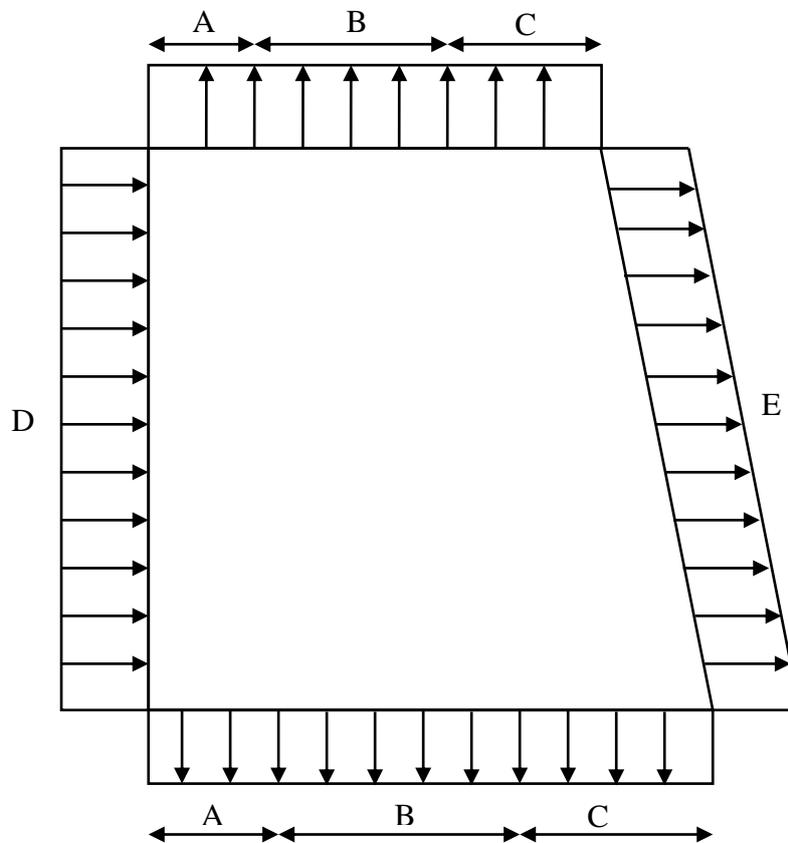


Figure II.4 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale (direction V1)

Remarque :

Tous les surfaces sont supérieurs 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	12,588	-1
B	50,355	-0.8
C	187,991	-0.5
D	247,120	+0.8
E	248,747	-0.3

Tableau II.3 :Zones de C_{pe} pour le RDC direction V1 du vent.

➤ **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 C_{pi} :

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

Remarque :

Toutes les ouvertures sont disposées dans les surfaces où C_{pe} est négatif donc

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{5.61}{44.73} = 0.12 < 0.25 \end{cases} \Rightarrow \text{on projectant sur la courbe 5.14 (Cf. chapitre 5)} \\ \Rightarrow C_{pi} = -0,3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (z _e) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	5,61	439,875	12,588	-1,0	-0,3	-307,912	-3,876
B	5,61	439,875	50,355	-0,8	-0,3	-219,937	-11,075
C	5,61	439,875	187,991	-0,5	-0,3	-87,975	-16,538
D	5,61	439,875	247,120	+0,8	-0,3	483,862	119,572
E	5,61	439,875	248,747	-0,3	-0,3	0	0

Tableau II.4 : Pression du vent sur le RDC dans le sens V1 du vent.

II.3.1.2 La pression du vent sur le 1^{er} étage (sens V1 du vent) :

a) **Hauteur de référence Z_e :**

$$Z_e = Z = 9,35 \text{ m}$$

b) **La pression dynamique de pointe :**

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf} = 375 \times 1,173 = 439,875 \text{ N/m}^2$$

c) **Les coefficients de pression :**

➤ **Coefficient de pression extérieur :**

Zones	Aire (m ²)	C _{pe}
A	34,969	-1
B	139,876	-0.8
C	263,857	-0.5
D	411,867	+0.8
E	433,559	-0.3

Tableau II.5 : Zones de C_{pe} pour le 1^{er} étage direction V1 du vent

➤ Le coefficient de pression intérieur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{9,35}{46,92} = 0.2 < 0.25 \Rightarrow C_{pi} = -0,3 \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (z _e) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	9,35	439,875	34,969	-1,0	-0,3	-307,912	-10,767
B	9,35	439,875	139,876	-0,8	-0,3	-219,937	-30,764
C	9,35	439,875	263,857	-0,5	-0,3	-87,975	-23,212
D	9,35	439,875	411,867	+0,8	-0,3	483,862	199,286
E	9,35	439,875	433,559	-0,3	-0,3	0	0

Tableau II.6 : la pression du vent sur le 1^{er} étage pour un sens V1 du vent.

II.3.1.3 La pression du vent sur le 2^{ème} étage(sens V1 du vent) :

a) Hauteur de référence Z_e :

$$Z_e = Z = 13,09 \text{ m}$$

b) La pression dynamique de pointe :

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf} = 375 \times 1,338 = 501,75 \text{ N/m}^2$$

c) Les coefficients de pression :

➤ Coefficient de pression extérieur :

Zones	Aire (m ²)	C _{pe}
A	68,539	-1
B	274,157	-0.8
C	271,486	-0.5
D	576,614	+0.8
E	610,648	-0.3

Tableau II.7 : Zones de C_{pe} pour le 2^{ème} étage direction V1 du vent

➤ Le coefficient de pression intérieur :

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{13,09}{46,92} = 0,28 > 0,25 \Rightarrow C_{pi} = -0,308 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	13,09	501,75	68,539	-1,0	-0,308	-347,211	-23,797
B	13,09	501,75	274,157	-0,8	-0,308	-246,861	-67,678
C	13,09	501,75	271,486	-0,5	-0,308	-96,336	-26,153
D	13,09	501,75	576,614	+0,8	-0,308	555,939	320,562
E	13,09	501,75	610,648	-0,3	-0,308	4,014	2,451

Tableau II.8 : la pression du vent sur le 2^{ème} étage pour un sens V1 du vent.

II.3.1.4 La pression du vent sur le 3^{ème} étage (sens V1 du vent) :

- a) Hauteur de référence Ze : Ze = Z = 16,83 m
- b) La pression dynamique de pointe :

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf} = 375 \times 1,513 = 567,375 \text{ N/m}^2$$

- c) Les coefficients de pression :
 - Coefficient de pression extérieur :

Zones	Aire (m ²)	C _{pe}
A	113,299	-1
B	453,198	-0.8
C	223,165	-0.5
D	741,361	+0.8
E	785,119	-0.3

Tableau II.9 : Zones de C_{pe} pour le 3^{ème} étage direction V1 du vent.

- Le coefficient de pression intérieur :

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{16,83}{46,92} = 0,35 > 0,25 \Rightarrow C_{pi} = -0,326 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	19,11	567,375	113,299	-1,0	- 0,326	-382,410	-43,326
B	19,11	567,375	453,198	-0,8	- 0,326	-268,935	-121,880
C	19,11	567,375	223,165	-0,5	- 0,326	-98,723	-22,031
D	19,11	567,375	741,361	+0,8	- 0,326	638,864	473,628
E	19,11	567,375	785,119	-0,3	- 0,326	14,751	11,581

Tableau II.10 : la pression du vent sur le 3ème étage pour un sens V1 du vent.

II.3.1.5 La pression du vent sur le 4ème étage (sens V1 du vent) :

- a) Hauteur de référence Ze : Ze = Z = 20,57 m
- b) La pression dynamique de pointe :

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf} = 375 \times 1,658 = 621,75 \text{ N/m}^2$$

- c) Les coefficients de pressions :

➤ Coefficient de pression extérieur :

Zones	Aire (m ²)	C _{pe}
A	169,249	-1
B	676,999	-0.8
C	223,165	-0.5
D	741,361	+0.8
E	785,119	-0.3

Tableau II.11 : Zones de C_{pe} pour le 4ème étage direction V1 du vent

➤ Le coefficient de pression intérieur :

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{20,57}{48,92} = 0.42 > 0.25 \Rightarrow C_{pi} = -0,345 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	20,57	621,75	169,249	-1,0	- 0,345	-407,246	-68,926
B	20,57	621,75	676,999	-0,8	- 0,345	-282,896	-191,520
C	20,57	621,75	160,034	-0,5	- 0,345	-96,371	-15,422
D	20,57	621,75	906,108	+0,8	- 0,345	711,903	645,061
E	20,57	621,75	953,625	-0,3	- 0,345	27,978	26,680

Tableau II.12 : la pression du vent sur le 4ème étage pour un sens V1 du vent.

II.3.1.6 La pression du vent sur la terrasse inaccessible (sens V1 du vent) :

- a) **Hauteur de référence Z_e :** $Z_e = Z = 20,57 + 1,5 = 22,07 \text{ m}$
- b) **La pression dynamique de pointe :**

$$q_p(Z_e) = C_e(Z) \times q_{réf} = 375 \times 1,706 = 639,75 \text{ N/m}^2$$

- c) **Les coefficients de pressions :**
 - **Coefficient de pression extérieur :**

Le C_{pe} dépend de la surface chargée qui est décomposée en quatre zones (F,H,G,I)

(cf. Chapitre 5, figure 5.2)

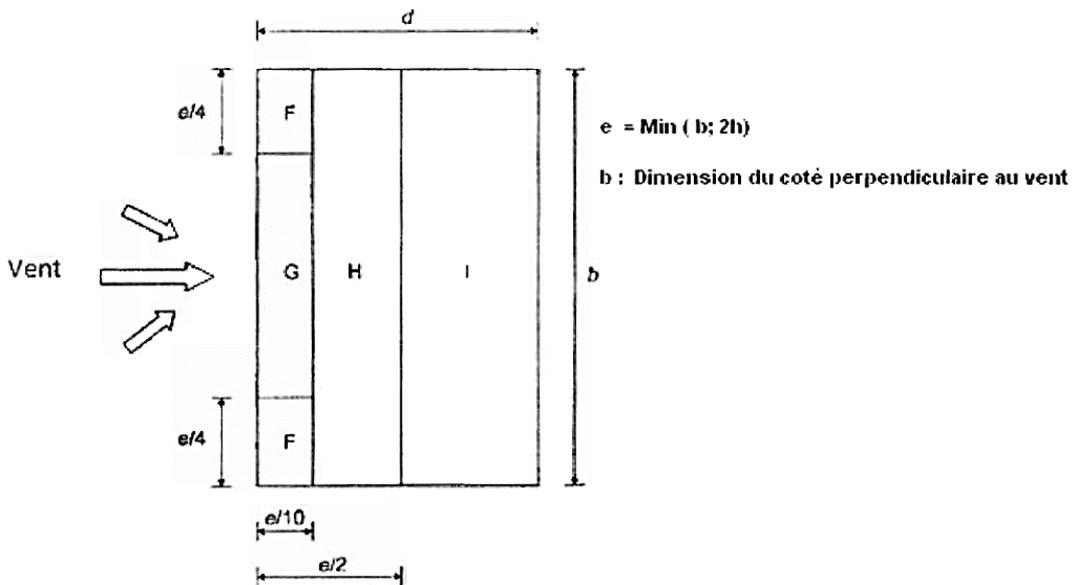


Figure II.5 : la répartition des zones du vent sur la toiture plate.

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

Et $\frac{hp}{h} = 0,073$

Les deux valeurs des zones F et G sont obtenues par interpolation linéaire

Zone	F	G	H	I
$C_{pe, 10}$	-1,308	-0,854	-0,7	+0,2

Tableau II.13 : zones de C_{pe} pour la toiture direction V1 du vent.

- **Le coefficient de pression intérieur :**

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{22,07}{37,11} = 0,59 > 0,25 \end{cases} \Rightarrow C_{pi} = -0,39$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
F	22,07	639,75	48,510	-1,308	- 0,39	-587,290	-28,489
G	22,07	639,75	97,020	-0,854	- 0,39	-296,844	-28,799
H	22,07	639,75	776,161	-0,7	- 0,39	-198,322	-153,929
I	22,07	639,75	664,494	+0,2	- 0,39	377,452	250,814
	22,07	639,75	664,494	-0,2	- 0,39	121,552	80,770

Tableau II.14 : La pression du vent sur la toiture pour un sens V1 du vent.

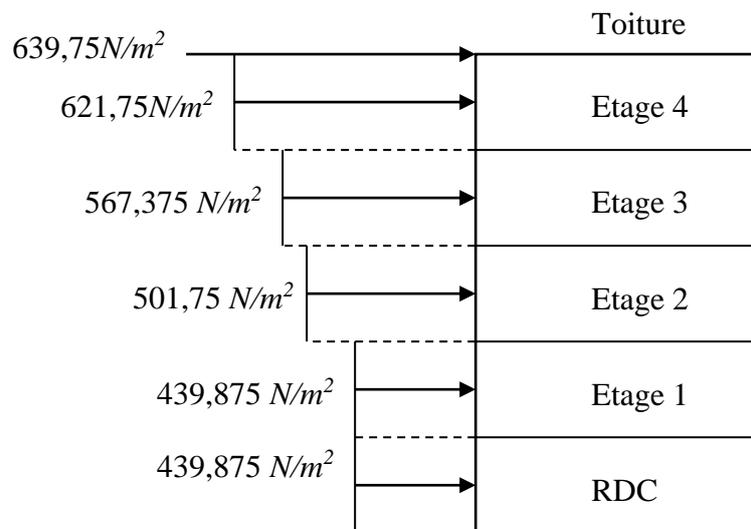


Figure II.6 : Répartition de la pression dynamique (sens V1)

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 :

RDC							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	5,61	439,875	12,588	-1,0	-0,27	-321,108	-4,042
B	5,61	439,875	50,355	-0,8	-0,27	-233,133	-11,739
C	5,61	439,875	184,176	-0,5	-0,27	-101,171	-18,633
D	5,61	439,875	250,935	+0,8	-0,27	470,666	118,106
E	5,61	439,875	232,198	-0,3	-0,27	-13,196	-3,064

1 ^{er} étage							
zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	9,35	439,875	34,969	-1,0	-0,12	-387,09	-13,536
B	9,35	439,875	139,876	-0,8	-0,12	-299,115	-41,839
C	9,35	439,875	237,022	-0,5	-0,12	-167,152	-39,618
D	9,35	439,875	438,702	+0,8	-0,12	404,685	177,536
E	9,35	439,875	386,996	-0,3	-0,12	-79,177	-30,641

2 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	13,09	501,75	68,539	-1,0	-0,31	-346,207	-23,728
B	13,09	501,75	274,157	-0,8	-0,31	-245,857	-67,403
C	13,09	501,75	233,918	-0,5	-0,31	-95,332	-22,299
D	13,09	501,75	614,182	+0,8	-0,31	556,942	342,063
E	13,09	501,75	541,795	-0,3	-0,31	5,017	2,718

3 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	16,83	567,375	113,299	-1,0	-0,335	-377,304	-42,748
B	16,83	567,375	453,198	-0,8	-0,335	-263,829	-119,566
C	16,83	567,375	174,863	-0,5	-0,335	-93,616	-16,369
D	16,83	567,375	789,663	+0,8	-0,335	643,970	508,519
E	16,83	567,375	696,593	-0,3	-0,335	19,858	13,833

4 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	20,57	621,75	169,249	-1,0	-0,357	-399,785	-67,663
B	20,57	621,75	676,999	-0,8	-0,357	-275,435	-186,469
C	20,57	621,75	59,858	-0,5	-0,357	-88,910	-5,322
D	20,57	621,75	1006,284	+0,8	-0,357	719,364	723,884
E	20,57	621,75	851,392	-0,3	-0,357	35,439	30,172

La toiture							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
F	22,07	639,75	34,428	-1,308	-0,366	-602,644	-20,747
G	22,07	639,75	68,857	-0,854	-0,366	-312,198	-21,497
H	22,07	639,75	550,860	-0,7	-0,366	-213,676	-117,705
I	22,07	639,75	946,119	+0,2	-0,366	362,098	342,587
	22,07	639,75	946,119	-0,2	-0,366	106,198	100,476

Tableaux II.15 : La pression du vent dans la direction V2

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

II.3.3.1 RDC :

a) Le coefficient de pression intérieur :

On considère les ouvertures suivantes dans le calcul de μ_p :

On a cinq portes :

- Quatre portes de dimensions (2 × 1,2) m²
- Une porte de dimensions (5 × 3) m²

On a deux fenêtres de dimensions (5 × 3) m² et six impostes de dimensions (0,4 × 0,3) m²

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

$$\mu_p = \frac{22,52}{27,32} = 0,82$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,82 \\ \frac{h}{d} = \frac{5,61}{44,73} = 0,12 < 0,25 \Rightarrow C_{pi} = -0,22 \end{array} \right.$$

RDC							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (Kn)
A	5,61	439,875	12,588	-1,0	-0,22	-343,102	-4,319
B	5,61	439,875	50,355	-0,8	-0,22	-255,127	-12,847
C	5,61	439,875	187,991	-0,5	-0,22	-123,165	-23,154
D	5,61	439,875	248,747	+0,8	-0,22	448,672	111,605
E	5,61	439,875	247,120	-0,3	-0,22	-35,19	-8,696

1 ^{er} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	9,35	439,875	34,969	-1,0	-0,3	-307,912	-10,767
B	9,35	439,875	139,876	-0,8	-0,3	-219,937	-30,764
C	9,35	439,875	263,857	-0,5	-0,3	-87,975	-23,212
D	9,35	439,875	433,559	+0,8	-0,3	483,862	209,782
E	9,35	439,875	411,867	-0,3	-0,3	0	0

2 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	13,09	501,75	68,539	-1,0	-0,308	-347,211	-23,797
B	13,09	501,75	274,157	-0,8	-0,308	-246,861	-67,678
C	13,09	501,75	271,486	-0,5	-0,308	-96,336	-26,153
D	13,09	501,75	610,648	+0,8	-0,308	555,939	339,483
E	13,09	501,75	576,614	-0,3	-0,308	4,014	2,314

3 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	19,11	567,375	113,299	-1,0	-0,326	-382,410	-43,326
B	19,11	567,375	453,198	-0,8	-0,326	-268,935	-121,880
C	19,11	567,375	223,165	-0,5	-0,326	-98,723	-22,031
D	19,11	567,375	785,119	+0,8	-0,326	638,864	501,584
E	19,11	567,375	741,361	-0,3	-0,326	14,751	10,935

4 ^{ème} étage							
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	20,57	621,75	169,249	-1,0	-0,0264	-605,335	-102,452
B	20,57	621,75	676,999	-0,8	-0,0264	-480,985	-325,626
C	20,57	621,75	160,034	-0,5	-0,0264	-294,460	-47,123
D	20,57	621,75	953,625	+0,8	-0,0264	513,814	489,985
E	20,57	621,75	906,108	-0,3	-0,0264	-170,110	-154,138

La toiture							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
F	22,07	639,75	48,510	-1,308	-0,39	-587,290	-28,489
G	22,07	639,75	97,020	-0,854	-0,39	-296,844	-28,799
H	22,07	639,75	776,161	-0,7	-0,39	-198,322	-153,929
I	22,07	639,75	664,494	+0,2	-0,39	377,452	250,814
	22,07	639,75	664,494	-0,2	-0,39	121,552	80,770

Tableaux II.16 : La pression du vent dans la direction V3

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

$$\mu_p = \frac{(3 \times 1,2 \times 2) + (1 \times 1)}{(5 \times 3) + (1 \times 1) + (2 \times 1,2) + (3 \times 1,2 \times 2) + (1 \times 1)}$$

$$\mu_p = \frac{8,2}{27,32} = 0,3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,3 \\ \frac{h}{d} = \frac{5,61}{44,5} = 0,126 < 0,25 \Rightarrow C_{pi} = +0,35 \end{array} \right.$$

RDC							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	5,61	439,875	12,588	-1,0	+0,35	-593,831	-7,475
B	5,61	439,875	50,355	-0,8	+0,35	-505,856	-25,472
C	5,61	439,875	184,176	-0,5	+0,35	-373,893	-68,862
D	5,61	439,875	232,198	+0,8	+0,35	197,943	45,962
E	5,61	439,875	250,935	-0,3	+0,35	-285,918	-71,746

1 ^{er} étage							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	9,35	439,875	34,969	-1,0	+0,35	-593,831	-20,765
B	9,35	439,875	139,876	-0,8	+0,35	-505,856	-70,757
C	9,35	439,875	237,022	-0,5	+0,35	-373,893	-88,620
D	9,35	439,875	386,996	+0,8	+0,35	197,943	76,603
E	9,35	439,875	438,702	-0,3	+0,35	-285,918	-125,432

2ème étage							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	13,09	501,75	68,539	-1,0	-0,31	-346,207	-23,728
B	13,09	501,75	274,157	-0,8	-0,31	-245,857	-67,403
C	13,09	501,75	233,918	-0,5	-0,31	-95,332	-22,299
D	13,09	501,75	541,795	+0,8	-0,31	556,942	301,748
E	13,09	501,75	614,182	-0,3	-0,31	5,017	3,081

3ème étage							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	16,83	567,375	113,299	-1,0	-0,335	-377,304	-42,748
B	16,83	567,375	453,198	-0,8	-0,335	-263,829	-119,566
C	16,83	567,375	174,863	-0,5	-0,335	-93,616	-16,369
D	16,83	567,375	696,593	+0,8	-0,335	643,970	448,585
E	16,83	567,375	789,663	-0,3	-0,335	19,858	15,681

4ème étage							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
A	20,57	621,75	169,249	-1,0	-0,357	-399,785	-67,663
B	20,57	621,75	676,999	-0,8	-0,357	-275,435	-186,469
C	20,57	621,75	59,858	-0,5	-0,357	-88,910	-5,322
D	20,57	621,75	851,392	+0,8	-0,357	719,364	612,460
E	20,57	621,75	1006,284	-0,3	-0,357	35,439	35,661

La toiture							
Zones	Z (m)	q _p (ze) (N/m ²)	Aire (m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W(z) (N/m ²)	Force totale (kN)
F	22,07	639,75	34,428	-1,308	-0,366	-602,644	-20,747
G	22,07	639,75	68,857	-0,854	-0,366	-312,198	-21,497
H	22,07	639,75	550,860	-0,7	-0,366	-213,676	-117,705
I	22,07	639,75	946,119	+0,2	-0,366	362,098	342,587
	22,07	639,75	946,119	-0,2	-0,366	106,198	100,476

Tableaux II.17 : La pression du vent dans la direction V4

Chapitre III

Pré

dimensionnement

et étude des

éléments

secondaires

III.1 Introduction :

Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, cette résistance est assurée par le système de contreventement et le système porteur (les éléments structuraux) ,évidement la structure doit assurer la sécurité et le confort des usagers concernant les éléments non structuraux (acrotère, escaliers, balcons, cloisons...)

Dans le but de donner un pré dimensionnement des différents éléments structuraux et de calculer les éléments non structuraux on doit respecter les règlements suivants : **Eurocode 3 et 4, le RPA99/ version 2003 D.T.R-BC.2.2 CCM97**

III.2 Evaluation des charges et surcharges

Les charges et les surcharges sont données dans le document technique règlementaire [D.T.R-BC.2.2]

a) Les charges permanentes :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Dalle terrasse inaccessible	Gravillon de protection	5	1	6.23
	Etanchéité multicouches	2	0.12	
	Forme de pente en béton	10	2.2	
	Isolation thermique en liège	4	0.16	
	Dalle en béton armé	10	2.5	
	Tôle type COFRASTRA 40	/	0.15	
	Faux plafond	/	0.1	
Dalle terrasse accessible	revêtements en carrelage	2	0.4	5.33
	Mortier de pose	2	0.4	
	Forme de pente en béton	6.5	1.5	
	Etanchéité multicouches	2	0.12	
	Isolation thermique en liège	4	0.16	
	Dalle en béton armé	10	2.5	
	Tôle type COFRASTRA 40	/	0.15	
Faux plafond	/	0.1		
Dalle courante	Cloisons de séparation	10	0.9	4.49
	revêtements en carrelage	2	0.4	
	Mortier de pose	2	0.4	
	Lit de sable	3	0.54	
	Dalle en béton armé	10	2.5	
	Tôle type COFRASTRA 40	/	0.15	
	Faux plafond	/	0.1	
Mur extérieur	Enduit extérieur en ciment	1.5	0.27	2,57
	Briques creuses	25	2,15	

	Enduit intérieur en plâtre	1.5	0.15	
Mur intérieur	Enduit en plâtre	1.5	0.15	1.44
	Briques creuses	10	0.9	
	Enduit en plâtre	1.5	0.15	

Tableau III.1 : Evaluation des charges permanentes

b) Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges sont prises dans le document technique règlementaire (D.T.R-BC.2.2)

- Sous-sol $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$
- Rez-de-chaussée $Q=5 \text{ kN/m}^2$
- Etage 1, 2 et 3 $Q=5 \text{ kN/m}^2$
- Etage 4 $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$
- Terrasse inaccessible $Q=1 \text{ kN/m}^2$

III.3 Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement des éléments structurels sera fait selon ce qui suit :

a) Condition de flèche :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{adm}$ pour une poutre bi-articulée

Avec : $f_{cal} = \frac{5.p_s l^4}{384.E.I_y}$

I : portée de l'élément considéré.

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : charge sur le profil à l'ELS.

I_y : moment d'inertie de profilé.

Les valeurs limites recommandées des flèches verticales (f_{adm}) sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Condition	δ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Plancher en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou autre matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où δ_{Vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III.2 Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

b) Condition de résistance :

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} = \frac{P_u l^2}{8} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}}$

(Pour les éléments bi articulés de sections de classe 1 et 2)

M_{sd} : moment sollicitant le profilé.

M_{rd} : moment résistant du profilé.

P_u : charge sur le profilé à l'ELU.

f_y : limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : module de résistance plastique.

γ_{M_0} : coefficient partiel de sécurité.

c) La vérification au cisaillement : [CCM97.p64Article.5.4.6]

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

V_{pl-Rd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

III.3.1 Les solives

Les solives sont des poutres en IPE ou IPN du plancher, permettant de reprendre les charges verticales et les transmettent aux sommiers auxquels elles sont assemblées. Elles travaillent à la flexion simple.

III.3.1.1 RDC, Etage 1, 2 et 3

a) Caractéristiques :

- Portée de la solive : $l = 7.63\text{m}$
- Entre axe des solives : $e_{\text{solives}} = 1\text{m}$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 2.65 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids propre du profilé estimé : } g_p = 0.1315 \text{ kN/m}$$

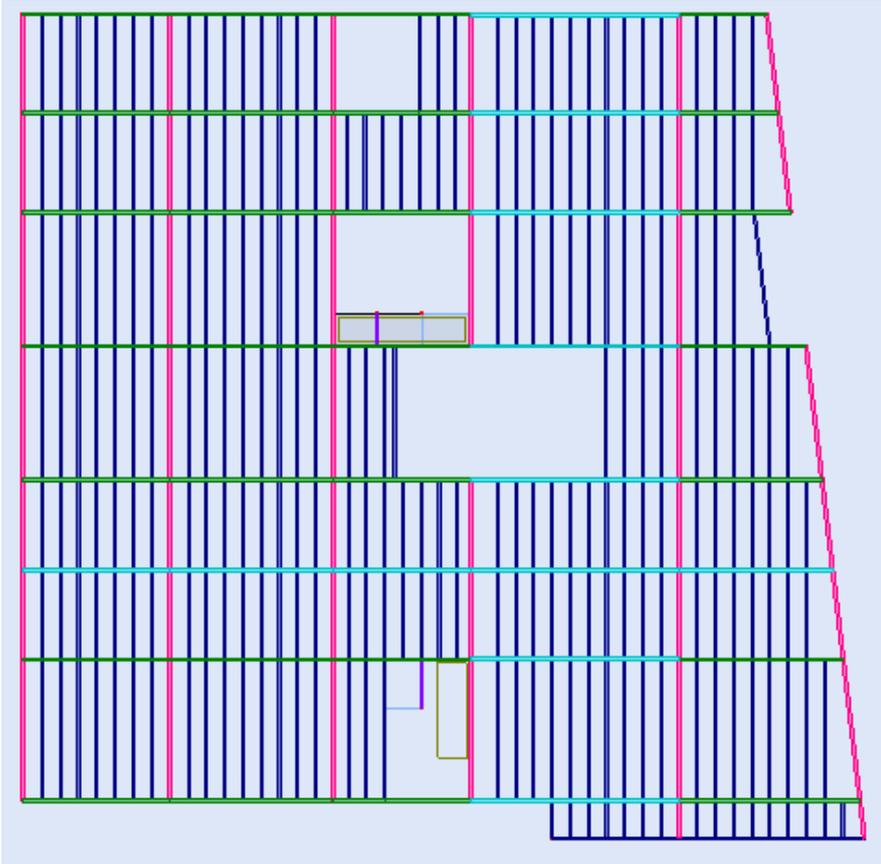


Figure III.1 : Disposition des solives (étage courant)

b) Combinaisons des charges :

- A l'ELS $P_s = (G+Q).e_{solive} + g_p$
- A l'ELU $P_u = (1.35G + 1.5Q).e_{solive} + 1.35g_p$

AN : $P_s = 3.7815 \text{ kN/ml}$

$P_u = 5.255 \text{ kN/ml}$

c) Vérification de la flèche :

Remarque : on adopte un étayement à mi-travée, à partir de la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot P_s l^3 \times 250}{384E} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0.037815 \times (763/2)^3 \times 250}{384 \times 21000}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 325,467 \text{ cm}^4$$

Choix : IPE140 $I_y = 541 \text{ cm}^4$

d) classe de la section

• **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \times 1 \text{ avec } \varepsilon = 1 \Rightarrow 23,87 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

• **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{73}{2 \times 6,9} = 5,28 \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,28 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

e) Vérification de la résistance

Il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}}$ (Pour les sections de classe 1 et 2)

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = \frac{5,255 \times (7,63/2)^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 9,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{88,3 \times 10^{-6} \times 2,35 \times 10^5}{1} = 20,75 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 9,56 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 20,75 \text{ kN.m} \rightarrow$ La résistance est vérifiée

f) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \Rightarrow A_v = 7,64 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{7,64 \times 10^{-1} \times 235}{1 \times \sqrt{3}} = 103,65 \text{ kN} \Rightarrow V_{plRd} = 103,65 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{5,255 \times 3,815}{2} = 10,02 \text{ kN} \Rightarrow V_{sd} = 10,02 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 10,02 \text{ kN} < V_{plRd} = 103,65 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

Le profilé IPE140 répond à toutes les conditions de règlement [CCM 97] concernant la vérification de résistance, flèche et effort tranchant.

Niveau	profilé	Entre Axe (m)	Classe	P _s (kN/m)	P _u (kN/m)	M _{sd} (kN.m)	M _{plrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	V _{rd} (kN)
RDC 1,2 et 3 étage	IPE140	1	1	3.7815	5.255	9.65	20.75	10.22	103.65
4	Terrasse	1,3	1	4.876	6.778	12,33	20.75	12,93	103.65
	Restauration	1,3	1	4.876	6.778	12,33	20.75	12,93	103.65
Toiture	IPE140	1,3	1	4.876	6.778	12,33	20.75	12,93	103.65

Tableau III.3 : Vérification de la résistance des solives.

III.3.2 Les sommiers :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux métalliques qui permettent de supporter les charges du plancher et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

III.3.2.1 Poutres principales :

III.3.2.1.1 Plancher courant :

a) Caractéristique du plancher courant :

Portée du sommier : L = 9.55m

Entraxe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 8.6\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1\text{m}$

Charge du plancher courant : $G = 2.65 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Poids de la solive $G_{\text{solive}} : 0.1315 \text{ kN/m}^2$

Les solives exercent des charges ponctuelles sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0.1315 \times 8.6 = 1.13 \text{ kN}$$

Le chargement réparti des charges concentrées est :

$$P'_{\text{solive}} = \frac{P_{\text{solive}}}{e_{\text{solive}}} \times n_s = \frac{1,13}{1} \times 8 + \frac{1,13}{0,775} \times 1 = 10,5 \text{ kN/m}$$

b) Vérification de la flèche :

Remarque : on adopte un étayement à mi-travée

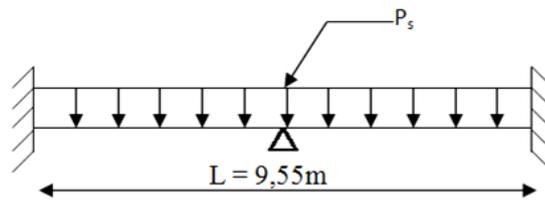


Figure III.2 : Schéma statique d'un sommier

➤ **Combinaison des charges :**

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{sommier}} + P'_{\text{solive}} \Rightarrow P_s = (2,65 + 1) \times 8,6 + 10,5 = 41,89 \text{ kN/m}$$

Il faut vérifier que $f_{\text{cal}} = \frac{P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$ pour une poutre bi-encastée

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{P_s \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{0,4189 \times 477,5^3 \times 250}{384 \times 21000}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1413,9 \text{ cm}^4$$

⇒ On choisit un IPE240 avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

c) Classe de la section :

➤ **Classe de l'ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{190,4}{6,2} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 30,71 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{120}{2 \times 9,8} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 6,12 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

➤ **Revérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P' = P_s + g_p = 41,89 + 0,3129 = 42,203 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{0,42203 \times (955/2)^4}{384 \times 21000 \times 3892} = 0,69 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{(955/2)}{250} = 1,91 \text{ cm}$$

$f_{cal} = 0,69 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,91 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

d) Vérification de la résistance :

$$P_u = 1,35(G \times e_{sommier} + g_p + P'_{solive}) + 1,5Q \times e_{sommier}$$

$$P_u = 1,35(2,65 \times 8,6 + 10,3129 + 10,5) + 1,5 \times 1 \times 8,6 \Rightarrow P_u = 58,264 \text{ kN/m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = \frac{58,264 \times 4,775^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = 55,35 \text{ kN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_{sd} = -\frac{P_u l^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -\frac{58,264 \times 4,775^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -110,7 \text{ kN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique**

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow M_{plrd} = \frac{367 \times 10^{-6} \times 2,35 \times 10^5}{1} = 86,245 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 55,35 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 86,245 \text{ kN.m} \rightarrow$ La résistance est vérifiée en travée

$|M_{sd}| = -110,7 \text{ kN.m} > M_{plrd} = 86,245 \text{ kN.m} \rightarrow$ La résistance n'est vérifiée en appuis

→ On adopte des jarrets pour renforcer la poutre au niveau de l'encastrement avec les poteaux puis augmenter la résistance du profilé en appuis.

e) Vérification au cisaillement :

$$V_{plrd} = \frac{1910 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plrd} = 259,143 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{58,264 \times 4,775}{2} \Rightarrow V_{sd} = 139,105 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 139,105 \text{ kN} < V_{plrd} = 259,143 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

$V_{sd} = 139,105 \text{ kN} > 0,5V_{plrd} = 129,571 \text{ kN} \rightarrow$ Il ya interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

→ On adopte des raidisseurs pour renforcer la poutre au niveau des appuis puis augmenter la résistance du profilé.

élément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre intermédiaire de plancher courant	IPE270	11.1	8.6	42.263	58.345	0.85	2.22

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre intermédiaire de plancher courant	IPE270	1	$M_{sd}^t=74.882$	113.74	161.9	299.84	149.92
			$M_{sd}^a=-149.764$				

Tableau III.4 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale du plancher courant

Remarque : On adopte des jarrets et des raidisseurs comme solutions à fin de renforcer le profilé puis vérifier sa résistance, la même procédure est adoptée pour d'autres profilés.

III.3.2.1.2 Plancher 4^{ème} étage

élément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre de rive terrasse	IPN450	9.55	8.6	92.641	128.29	2.08	3.82
Poutre intermédiaire	IPN500	11.1	8.6	88.297	122.42	2.41	4.44

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre de rive terrasse	IPN450	1	$M_{sd}^t=487.51$	564	612.584	1055.433	527.71
			$M_{sd}^a=-975.03$				
Poutre intermédiaire	IPN500	1	$M_{sd}^t=628.473$	761.4	679.431	1297.075	648.53
			$M_{sd}^a=-1257$				

Tableau III.5 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale du 4^{ème} étage

III.3.2.1.3 Plancher terrasse inaccessible :

élément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P _s (kN/m)	P _u (kN/m)	f _{cal} 0(cm)	f _{adm} (cm)
Poutre de rive	IPN400	8.65	8.6	83.135	113.522	2	3.46
Poutre de rive	IPN500	11.1	8.6	90.361	123.277	2.47	4.44

élément	profilé	Classe de section	M _{sd} (kN.m)	M _{plrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	V _{rd} (kN)	0.5V _{rd} (kN)
Poutre de rive	IPN400	1	M ^t _{sd} =354	402,8	491	837	418,5
			M ^a _{sd} =-707,833				
Poutre de rive	IPN500	1	M ^t _{sd} =632.873	761,4	684.18	1297.07	648.53
			M ^a _{sd} =-1265.74				

Tableau III.6 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre principale du Plancher terrasse inaccessible

III.3.2.2 Poutres secondaire

III.3.2.2.1 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.

a) Caractéristiques de la poutre secondaire (plancher courant) :

Portée de la poutre secondaire : L=9.6m

Entre axe des poutres secondaires : e_{p sec}= 1m

Charge du plancher courant G=4.49KN/m²

Charge du mur extérieur G_{mur}= 2.57*5.33= 13.698KN/m

Surcharges d'exploitation : Q=5KN/m²

b) Vérification de la flèche :

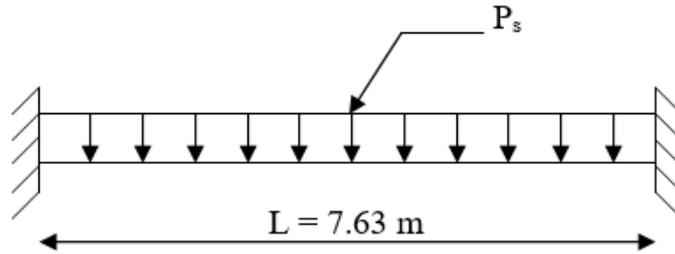


Figure III.3 : Poutre secondaire uniformément chargée.

➤ **Combinaison des charges :**

$$P_s = (G + Q) \times e_{PS} + G_{mur} \Rightarrow P_s = (4,49 + 5) \times 1 + 13,698 = 23,188 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{P_s \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{0,23188 \times 763^3 \times 250}{384 \times 21000} \Rightarrow I_y \geq 3193,2 \text{ cm}^4$$

⇒ On choisit un IPN280 avec $I_y = 7590 \text{ cm}^4$

c) **Classe de la section :**

➤ **Classe de l'ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{225,1}{10,1} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 22,28 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{119}{2 \times 15,2} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 3,91 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

➤ **Revérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé**

$$P' = P_s + g_p = 23,188 + 0,488 = 23,676 \text{ kN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{0,23676 \times 763^4}{384 \times 21000 \times 7590} = 1,3 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{763}{250} = 3,052 \text{ cm}$$

$f_{cal} = 1,3 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3,052 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.

d) **Vérification de la résistance :**

$$P_u = 1,35(G \times e_{PS} + g_p + G_m) + 1,5Q \times e_{PS}$$

$$P_u = 1,35(4,49 \times 1 + 0,488 + 13,698) + 1,5 \times 5 \times 1 \Rightarrow P_u = 32,712 \text{ kN}$$

➤ **En travée :**

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = \frac{32,712 \times 7,63^2}{24} \Rightarrow M_{sd} = 79,35 \text{ kN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M_{sd} = -\frac{P_u l^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -\frac{32,712 \times 7,63^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = -158,7 \text{ kN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique**

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow M_{plrd} = \frac{632 \times 10^{-6} \times 2,35 \times 10^5}{1} = 148,52 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 79,35 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 148,52 \text{ kN.m} \rightarrow$ La résistance est vérifiée en travée

$|M_{sd}| = 158,7 \text{ kN.m} > M_{plrd} = 148,52 \text{ kN.m} \rightarrow$ La résistance n'est pas vérifiée en appui.

\rightarrow On adopte des jarrets au niveau des appuis pour augmenter la résistance du profilé.

e) **Vérification au cisaillement :**

$$V_{plRd} = \frac{3018 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plRd} = 409,474 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{32,712 \times 7,63}{2} \Rightarrow V_{sd} = 124,8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 124,8 \text{ kN} < V_{plRd} = 409,474 \text{ kN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$V_{sd} = 124,8 \text{ kN} < 0,5 \times V_{plRd} = 204,737 \text{ kN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

III.3.2.2.2 poutre de chaînage (plancher courant) :

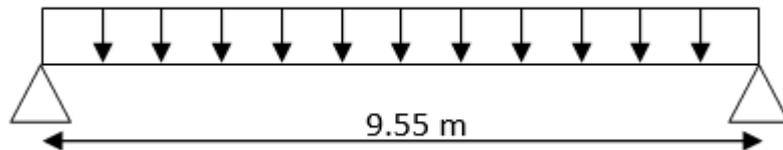


Figure III.4 : Poutre de chaînage uniformément chargée.

a) **Caractéristique**

Portée de la poutre secondaire : $L=7.7\text{m}$

Entre axe des poutres secondaires : $e_{pch}= 4.8\text{m}$

Charge du plancher courant $G=4.49\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q=5\text{KN/m}^2$

$$P'_{solive} = \frac{2,3424}{1} \times 6 + \frac{2,3424}{0,85} \times 1 = 16,81 \text{ k/m}$$

Elément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} 0(cm)	f_{adm} (cm)
Poutre de chaînage du plancher courant	IPN500	7.7	4.8	63.794	89.722	2.02	3.08

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)
Poutre de chaînage du plancher courant	IPN500	1	665	761,4	345.43	1297.07

Tableau III.7 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre de chaînage plancher courant

III.3.2.2.3 Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (étage courant) :

élément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	Charge concentrée P_1 (kN)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre assemblée avec la poutre de chaînage	IPN550	9.6	1	11.186	15.851	$P_1^s = 491.213$ $P_1^u = 690.86$	1.2	3.84

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre assemblée avec la poutre de chaînage	IPN550	1	$M_{sd}^t = 890$	996,4	421.514	1510,088	755,044
			$M_{sd}^a = -950.767$				

Tableau III.8 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (étage courant)

III.3.2.2.4 Poutre secondaire (4ème étage) :

Elément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre intermédiaire	IPN220	7.63	1.3	9.403	13.181	1.29	3.052
Poutre de rive (terrasse)	IPN280	7.63	2.395	19.24	26.873	1.06	3.052

Elément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre intermédiaire	IPN220	1	$M_{sd}^t=31.97$	76.14	50.285	258.6	129.3
			$M_{sd}^a=-63,94$				
Poutre de rive (terrasse)	IPN280	1	$M_{sd}^t=65.186$	148.52	102,52	409.47	204.73
			$M_{sd}^a=-130,37$				

Tableau III.9 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (4ème étage)

III.3.2.2.5 poutre de chaînage (4ème terrasse accessible et inaccessible) :

Elément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre de chaînage (terrasse accessible)	IPN450	7.7	4.8	47.84	66.384	2.27	3.08

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)
Poutre de chaînage (terrasse accessible)	IPN450	1	492	564	255.578	1055.433

Tableau III.10 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre de chaînage (4ème étage et terrasse inaccessible)

III.3.2.2.6 Poutre assemblée avec la poutre de chaînage (4ème terrasse accessible et inaccessible) :

élément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	Charge concentrée P_1 (kN)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre assemblée avec la poutre de chaînage	IPN500	9.6	1.3	11.611	16.162	$P_1^s = 368.37$ $P_1^u = 511.156$	1.348	3.84

élément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre assemblée avec la poutre de chaînage	IPN500	1	$M_{sd}^t = 675.45$	761,4	333.155	1297,07	648.535
			$M_{sd}^a = -737.511$				

Tableau III.11 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre assemblée avec la poutre de chaînage (4ème étage et terrasse inaccessible)

III.3.2.2.7 Poutre secondaire (terrasse inaccessible) :

Elément	profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P_s (kN/m)	P_u (kN/m)	f_{cal} (cm)	f_{adm} (cm)
Poutre intermédiaire	IPN220	7.63	1.3	9.715	13.3	1.3	3.052

Elément	profilé	Classe de section	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{rd} (kN)	$0.5V_{rd}$ (kN)
Poutre intermédiaire	IPN220	1	$M_{sd}^t = 32.26$	76.14	50.74	258.6	129.3
			$M_{sd}^a = -64.52$				

Tableau III.12 : Vérification de la flèche et sollicitations sur la poutre secondaire (terrasse inaccessible)

III.3.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités donc en flexion composée par les charges du plancher et les efforts horizontaux.

En principe les poteaux seront encastres en bas et en tête. Ils seront pré dimensionnés à la compression et à la flexion.

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée sous le différent chargement (charges horizontales et verticales).

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} f_{adm} = \frac{l}{250} \\ f_{cal} = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I_y} \end{cases}$$

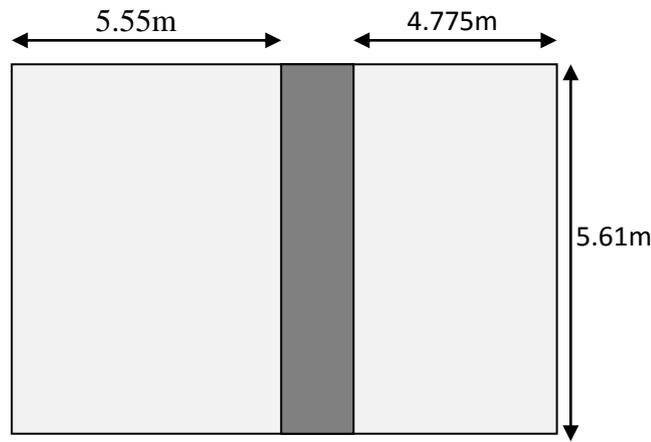


Figure III.5 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité par la charge du vent (direction V2 et V4)

La charge du vent est de $V = 71.936 \text{ daN/m}^2$ et $b = 41.39 \text{ m}$

La hauteur des poteaux est de $h = 3.74 \text{ m}$.

$$q = 71,936 \times \left(\frac{11,1}{2} + \frac{9,55}{2} \right) \Rightarrow q = 742,739 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{ql^3 250}{8 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{742.739 \times 3,74^3 250}{8 \times 21 \times 10^1} \Rightarrow I_y \geq 5782.05 \text{ cm}^4$$

D'après la charge exercée par le vent, les poteaux doivent être au minimum HEB220.

III.3.3.1 Charges et surcharges reprises par les poteaux :

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

$$S = (4.8 + 3.815) \times (5.55 + 4.775) = 88.95 \text{ m}^2$$

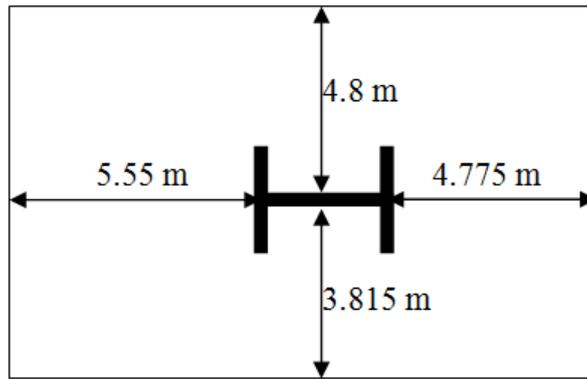


Figure III.6 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

Les charges appliquées sur le poteau sont concentrées, elles sont représentées dans le tableau suivant :

		Terrasse inaccessible	4 ^{ème} étage	Étage courant
Les charges permanentes G (kN)	Plancher	297.875	433.935	399.385
	Poutre principale	7.9	13.563	16.25
	Poutre secondaire	8.08	8.08	10
	Solives	16.816	29.428	37.837
G _{total}		330.671	485	463.472
Q _{total}		47.813	222.375	444.75
La surface afférente		47.813	88.95	88.95

Tableau III.13 : Evaluation des charges sur le poteau

III.3.3.2 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

On calcule les poteaux à la compression simple à fin de vérifier la résistance de la section. Pour la raison d'économie on devise la hauteur du bâtiment en 4 tronçons.

➤ **Tronçon du 1^{er} au 2^{ème} étage :**

• **Chargement :**

$$N_G = 330,671 + 485 + 2 \times (463,472) = 1742,61 \text{ kN}$$

$$N_Q = 47,813 + 222,375 + 2 \times (444,75) = 1159,688 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 4092 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4092 \times 10^3 \times 1}{235}$$

$$A \geq 17412,76 \text{ mm}^2$$

⇒ On choisit un HEB450 Avec $A = 21798 \text{ mm}^2$

- **L'effort sollicitant (N_{sd}) avec le poids propre inclus :**

$$q_u = 1,7438 \times 3,74 = 6,521 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4092 + (1,35 \times 2 \times 6,521) = 4109,6 \text{ kN}$$

- **Classe du profilé HEB 450 :**

➤ Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{344}{14} \leq 33 \times 1 \Rightarrow 24,57 < 33 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

➤ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 26} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,77 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé HEB 450 globale est de classe 1.

- **vérification au flambement :**

$$N_{plrd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- On vérifie le flambement selon l'axe de faible inertie (l'axe Z- Z) du profilé :

$$\text{Avec : } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1,87}{7,33 \times 10^{-2}} = 25,51 ; l_f = 0,5 \times l = 1,87 ; (\text{poteau bi - encastéré}) \\ \lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 ; (\varepsilon = 1) \\ \beta = 1 ; (\text{classe 1}) \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{25,51}{93,9} = 0,27 > 0,2 \Rightarrow \text{il y a risque de flambement du poteau.}$$

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

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

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)

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \\ t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Selon l'axe (z-z) ⇒ courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,27 - 0,2) + (0,27)^2] = 0,548$$

$$\chi = \frac{1}{0,548 + [0,548^2 - 0,27^2]^{0,5}} = 0,97$$

$$N_{plrd} = 0,97 \times 1 \times 21798 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 4517,14 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4109,6 \text{ kN} < N_{plrd} = 4517,14 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le profilé HEB 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

Remarque :

On adopte la même procédure de calcul pour le pré dimensionnement de reste des poteaux, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tronçons	Profilé	Classe	N _{sd} (kN)	χ	N _{Rd} (kN)
RDC	HEB550	1	5360,39	0,92	5026
Du 1 ^{ème} au 2 ^{ème} étage	HEB 450	1	4109.6	0,97	4517,14
Du 3 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	HEB 220	1	1513.8	0,92	1789.35
S. sol	HEB650	3	6641.6	0,97	5933.745

Tableau III.14 : Résumé du pré dimensionnement des poteaux

Remarque : La résistance n'est pas vérifiée pour les profilés du RDC et sous-sol, il suffit donc d'augmenter l'inertie à fin de résister au flambement puis atteindre la bonne résistance du profilé (solution détaillée dans le chapitre VI).

III.4 Etude des éléments secondaires :

III.4.1 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au plancher terrasse, il assure l'étanchéité contre toute chute. Il est considéré comme une console soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composé pour une bande de 1 ml de longueur. La fissuration est préjudiciable, les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

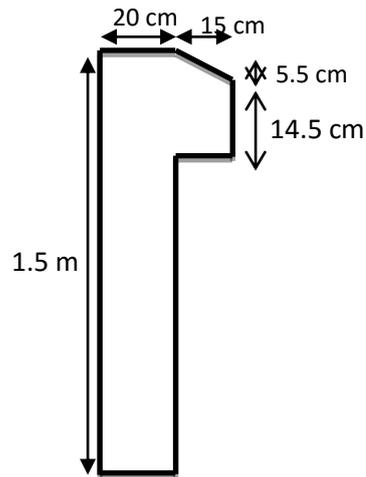


Figure III.7 : Démentions de l'acrotère

III.4.1.1 Evaluation des sollicitations :

Le calcul se fera au niveau de la section d'encastrement (section dangereuse) pour une bande de 1m linéaire

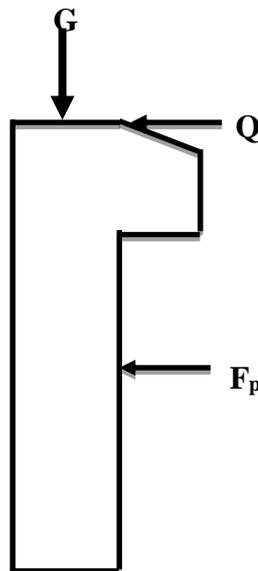


Figure III.8 : sollicitation sur l'acrotère

➤ **Charges verticales :**

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_0 = \left[(0,2 \times 1,5) + (0,145 \times 0,15) + \left(\frac{0,15 \times 0,055}{0} \right) \right] \times 25 = 8,15 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre des enduits :

$$G_1 = 0,27 \times 1,5 \times 2 = 0,81 \text{ kN/ml}$$

- Poids total de l'acrotère :

$$G = G_0 + G_1 = 8,96 \text{ kN/ml}$$

➤ **Charges horizontales :**

- Charge d'exploitation due à la main courante :

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

- Force sismique horizontale (RPA 99 [art 6.2.3])

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone → RPA99 (voir le Tableau)

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 → RPA99 (voir le tableau)

W_p: poids de l'élément considéré

Dans notre cas : le groupe d'usage 1B et zone II_a

$$\begin{cases} A = 0,22 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 8,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 8,96 = 5,7344 \text{ KN}$$

a) Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = 0,113 \text{ m} \\ y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 0,8 \text{ m} \end{cases}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} G = 8,96 \text{ kN/l} \\ Q = 1 \text{ kN/l} \\ F_p = 5,7344 \text{ kN/l} \end{cases}$$

c) Moment de flexion :

$$\begin{cases} M_G = 0 \text{ kN.m} \\ M_Q = 1,5 \text{ kN.m} \\ M_{F_p} = y_c \cdot F_p = 4,587 \text{ kN.m} \end{cases}$$

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (kN)	8.96	12.096	8.96
M (kN.m)	6.087	2.25	1.5

Tableau III.15 : sollicitations et combinaisons d'actions

d) Etude de l'excentricité e_1 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,08}{8,96} = 0,679 \text{ m} \left. \vphantom{\frac{M_u}{N_u}} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Ainsi, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment :

$$M_u = N_u \times e$$

$$\text{avec } e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_1 : Excentricité du premier ordre

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité due au second ordre.

D'après {C.B.A art A 4.3.5}

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{150}{250}; 2 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{2,25}{12,096} + 0,02 = 0,206 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{8,96}{1 + 8,96} = 0,899 \\ \phi = 2 \\ l_f = 2 \times l = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m} \end{cases}$$

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

α : le rapport entre la charge permanente et la somme de la charge permanente et la charge d'exploitation.

l_f : la longueur de flambement.

$$e_2 = \frac{3 \times 3^2}{10^4 \times 0,2} (2 + 2 \times 0,899) = 0,021$$

$$e = 0,206 + 0,051 = 0,257 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations corrigées pour le calcul :**

$$N_u = 12,096 \text{ kN}$$

$$M_u = N_u \times e = 12,096 \times 0,257 = 3,108 \text{ KN.m}$$

III.4.1.2 Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

L'acrotère est soumis à M_u et N_u , il est sollicité en flexion composée, et le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{UA}

$$\begin{cases} N_u = 12,096 \text{ KN} \\ M_u = 3,108 \text{ KN.m} \\ h = 20 \text{ cm} , \quad d = 18 \text{ cm} , \quad b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3,108 + 12,096 \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 4,075 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,075 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0088 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z f_{st}} = \frac{4,075 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,654 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 6,54 \times 10^{-5} - \frac{12,096 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A = 0,306 \text{ cm}^2$$

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 > A = 0,306 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{min} \Rightarrow$ Choix : 5HA8 = 2,51 cm²

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA6 = 1,7 cm²

c) Vérification de cisaillement :

$$V_u = 1,5(F_p + Q) = 1,5(5,7344 + 1) = 10,1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{10,1}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,056 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement.

d) Espacement :

➤ **Armature principale :**

$$S_z \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_z = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

e) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,1 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 12,56} = 0,496 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement = 1.5

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

III.4.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$d = 0.18\text{m} \quad N_{ser} = 8.96 \text{ kN} \quad M_{ser} = 1.5 \text{ kN.m} \quad \eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1 \quad , e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,5}{8,96} \Rightarrow e_1 = 0,167 \text{ m}$$

e: Distance du centre de pression c, à la fibre la plus comprimée de la section.

$$c = 0,18 - 0,167 = 0,0126 \text{ m}$$

$$y_c^2 + py_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + \frac{90 \times A \times (d - c)}{b}$$

$$p = -3 \times 0,0126^2 + \frac{90 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0126)}{1} \Rightarrow p = 0,0033 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 + \frac{90 \times A \times (d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times 0,0126^3 + \frac{90 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0126)^2}{1} \Rightarrow q = -6,37 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

La résolution de l'équation suivante :

$$y_c^2 + 0,0033y_c - 6,37 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-6,37 \times 10^{-4})^2 + \frac{4(0,0033)^3}{27}$$

$$\Rightarrow \Delta = 4,11 \times 10^{-7} \text{ m}^3 > 0$$

Il existe une seule racine réelle : $y_c = 0,073 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = 0,0856 \text{ m}$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} \times y^2 - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 1 \times (0,0856)^2 - 15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0856)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 3,3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{3,3 \times 10^{-3}} \times 0,0856 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \Rightarrow \sigma_{sc} = 15 \times \frac{8,96 \times 10^{-3}}{3,3 \times 10^{-3}} \times (0,18 - 0,0856)$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 3,844 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] = 240 \text{ MPa (pour une fissuration nuisible)}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 3,844 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sc} = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ Les contraintes sont vérifiées

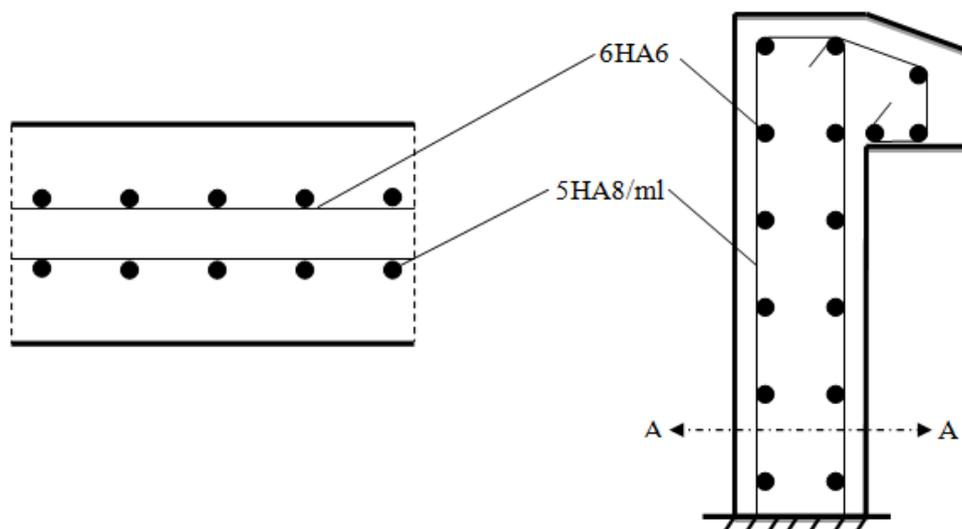


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4.2 Etude de l'escalier :

Les escaliers sont des éléments qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Dans notre projet les escaliers sont en charpente métallique, elles sont composées de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

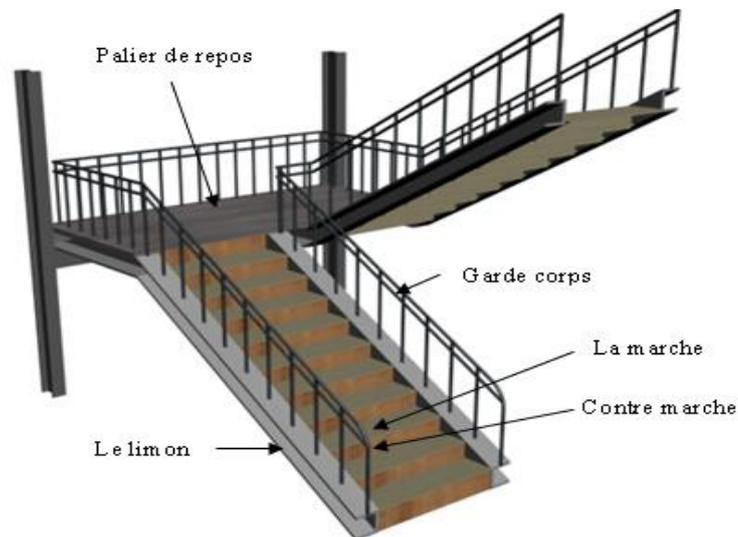


Figure III.10 : Vue de l'escalier.

III.4.2.1 Pré dimensionnement de l'escalier :

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

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 $H = 1,87\text{ m}$

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

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

On prend :

$$h = 17\text{ cm} \Rightarrow n = \frac{187}{17} = 11 \text{ (contres marches)}$$

$$n - 1 = 10 \text{ (marches)}$$

$$\Rightarrow 60\text{ cm} \leq g + 2 \times 17 \leq 64\text{ cm} \quad \Rightarrow 26 \leq g \leq 30$$

$$\Rightarrow g = 30\text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

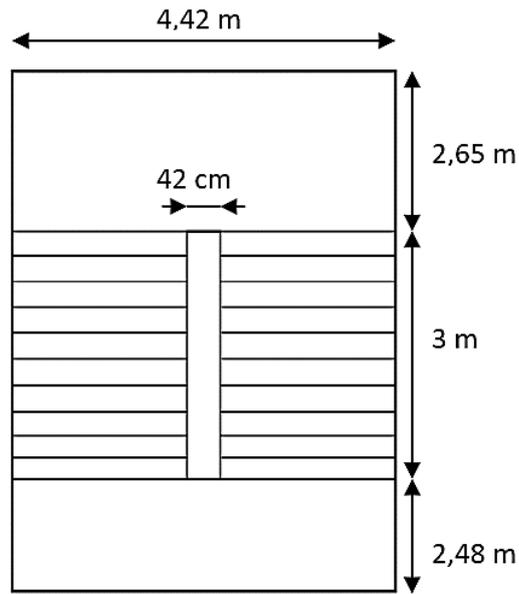


Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier.

III.4.2.2 Charges et surcharges sur l'escalier :

Les charges et les surcharges sont données dans le document technique règlementaire [D.T.R-BC.2.2]

éléments	Compositions	Charges G (KN/m ²)	G totale (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
la volée	Tôle striée (e= 0,5cm)	0,9.0,5=0,45	1,25	2,5
	Mortier de pose (e= 2 cm)	0,2.2=0,4		
	Revêtements en carrelage (e= 2cm)	0,2.2=0,4		
le palier	Revêtements en carrelage (e =2 cm)	0,2.2=0,4	3,45	2,5
	Mortier de pose (e = 2 cm)	0,2.2=0,4		
	Dalle en béton armé(e = 10cm)	0,1.25=2,5		
	Tôle type Cofrastra 40	0,15		

Tableau III.16 : Evaluation des charges et surcharges sur l'escalier

III.4.2.3 Calcul des éléments de l'escalier 1 :

III.4.2.3.1 la cornière du support :

a) Pré dimensionnement de la cornière du support :

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

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

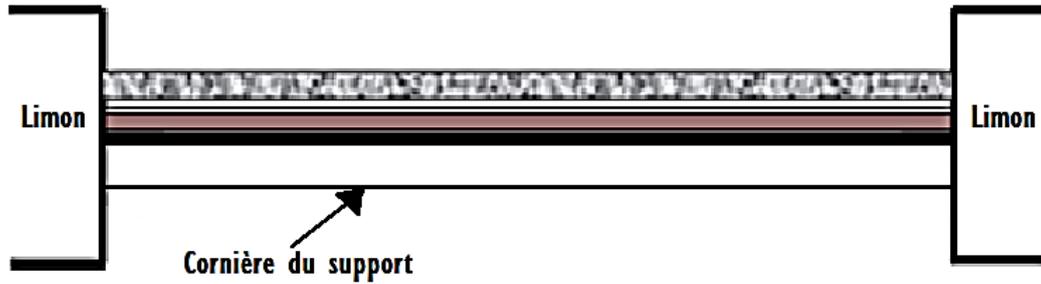


Figure III.12 : Disposition des cornières

$$q = (G + Q) \left(\frac{g}{2} + h \right) = (1,25 + 2,5) \left(\frac{0,3}{2} + 0,17 \right)$$

$$q = 1,2 \text{ kN/ml}$$

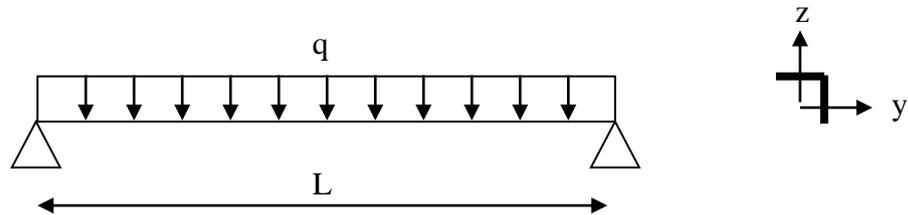


Figure III.13 : Schéma statique d'une cornière

Condition de flèche :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot ql^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 1,2 \times 215^3}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 22,184 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L60x60x6 avec les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_y = I_z = 22,79 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 5,29 \text{ cm}^3 \\ G_{cornière} = 0,0542 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 1,2 + 0,0542 = 1,2542 \text{ kN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 1,2542 \times 215^4}{384 \times 2100000 \times 22,79} = 0,0729 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{200}{300} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \left(\frac{g}{2} + h \right) + 1,35G_{cornière}$$

$$q_u = (1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 2,5) \left(\frac{0,3}{2} + 0,17 \right) + 1,35 \times 0,0542 \Rightarrow q_u = 1,813 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{1,813 \times 2,15^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 1,047 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5,29 \times 235 \times 10^{-3}}{1} \Rightarrow M_{plrd} = 1,2432 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1,047 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 1,243 \text{ kN.m}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{1,813 \times 2,15}{2} \Rightarrow V_{sd} = 1,949 \text{ kN}$$

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} ; A_v = h \cdot t = 60 \times 6 = 360 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{360 \times 235 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plRd} = 48,844 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,949 \text{ kN} < V_{plRd} = 48,844 \text{ kN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L60x60x6 convient comme cornière de support.

III.4.2.3.2le limon :

a) 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 :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \times E_m}{2} + G_{cornière} = \frac{(1,25 + 2,5) \times 2,15}{2} + 0,0542 = 4,085 \text{ kN/ml}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3,45 + 2,5) \times 2,15}{2} = 6,396 \text{ kN/ml}$$

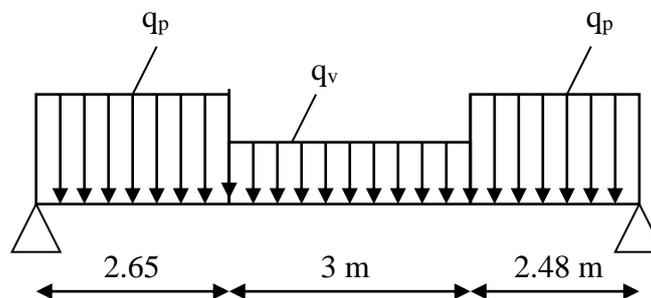


Figure III.14 : Schéma statique du limon

$$q = q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{L} = \frac{4,085 \times 3 + 6,396 \times (2,65 + 2,48)}{3 + 2,65 + 2,48} = 5,543 \text{ kN/ml}$$

Condition de flèche :

$$\Rightarrow I_y \geq 300 \times \frac{5 \times 5,543 \times 813^3}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 4551,3544 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPN280** avec les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 6280 \text{ cm}^4 \\ W_{pl} = 532 \text{ cm}^3 \\ G_{profilé} = 0,419 \text{ kN/ml} \\ A_{vz} = 29,28 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$q' = q_{eq} + G_{cprofilé} = 5,543 + 0,419 = 5,962 \text{ kN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 5,962 \times 813^4}{384 \times 2100000 \times 6280} = 0,003 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{813}{300} = 2,71 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,003 \text{ mm} < f_{adm} = 27,1 \text{ mm}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = (1,35G_p + 1,5Q) \left(\frac{E_m}{2} \right) + 1,35G_{profilé}$$

$$q_u = (1,35 \times 6,962 + 1,5 \times 2,5) \left(\frac{2,15}{2} \right) + 1,35 \times 0,419 \Rightarrow q_u = 14,7 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{14,7 \times 8,13^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 121,453 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{542 \times 235 \times 10^{-3}}{1} \Rightarrow M_{plrd} = 125,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 121,453 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 125,02 \text{ kN.m}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_{sd} = \frac{14,7 \times 8,13}{2} \Rightarrow V_{sd} = 59,755 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} \Rightarrow V_{plrd} = \frac{29,28 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plrd} = 397,263 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59,755 \text{ kN} < V_{plrd} = 397,263 \text{ kN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPN280** convient comme limon pour la volée.

III.4.2.3.3la poutre palière :

C'est une poutre encasté sur la moitié des deux poteaux avec une longueur de 4,72 m

$$G_{cloison} = 2,15 \times 1,87 = 4,02 \text{ kN/ml}$$

$$G_{totale} = (G_v + G_p) \frac{L_{totale}}{2} + G_{cprofilé}$$

$$G_{totale} = (1,25 + 3,45) \frac{8,778}{2} + 0,419 = 21,047 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{8,778}{2} = 10,972 \text{ kN/ml}$$

$$q = G_{cloison} + G_{totale} + Q = 36,039 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I_y \geq \frac{36,039 \times 472^3 \times 250}{384 \times 2100000}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1174,882 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée UPN180.

Remarque : On prend un UPN280 pour la poutre palière pour faciliter les assemblages

III.4.2.4 Calcul des éléments de l'escalier 2 :

	profilé	Longueur (m)	f _{cal} (cm)	f _{adm} (cm)	M _{sd} (kN.m)	M _{plrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	V _{plrd} (kN)
Cornière	L75×75×6	2.65	0.846	0.888	1.608	1.976	2.428	61.054
Limon	UPN280	7.6	0.167	2.53	84.513	125.02	44.479	397.263

Tableau III.17 : Calcul de l'escalier 2

Remarque : On prend un UPN280 pour la poutre palière pour faciliter les assemblages

III.4.2.4 Calcul des éléments de l'escalier 3 :

	profilé	Longueur (m)	f _{cal} (cm)	f _{adm} (cm)	M _{sd} (kN.m)	M _{plrd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	V _{plrd} (kN)
Cornière	L60×60×6	2.15	0.073	0.6	1.047	1.243	1.949	48.844
Limon	UPN180	5.15	1.586	1.717	36.91	42.065	28.668	204.737

Tableau III.18 : Calcul de l'escalier 3

Chapitre IV

Etude des

planchers mixtes

IV.1 Introduction :

Le plancher collaborant, aussi appelé plancher mixte, est un plancher constitué de bac acier en tôle mince nervurée utilisée comme coffrage permanent, d'armatures, une dalle en béton coulée sur place et un profilé laminé.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes essentielles qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la première phase, le profilé en acier résiste seul en supportant le poids de la tôle et du béton frais. Dans la deuxième phase (phase de service), l'acier et le béton travaillent en collaboration pour offrir une meilleure résistance et une capacité portante élevée. Avec la présence de dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier- béton, la dalle et les solives seront solidarisiées et donc empêcher leur glissement mutuel.

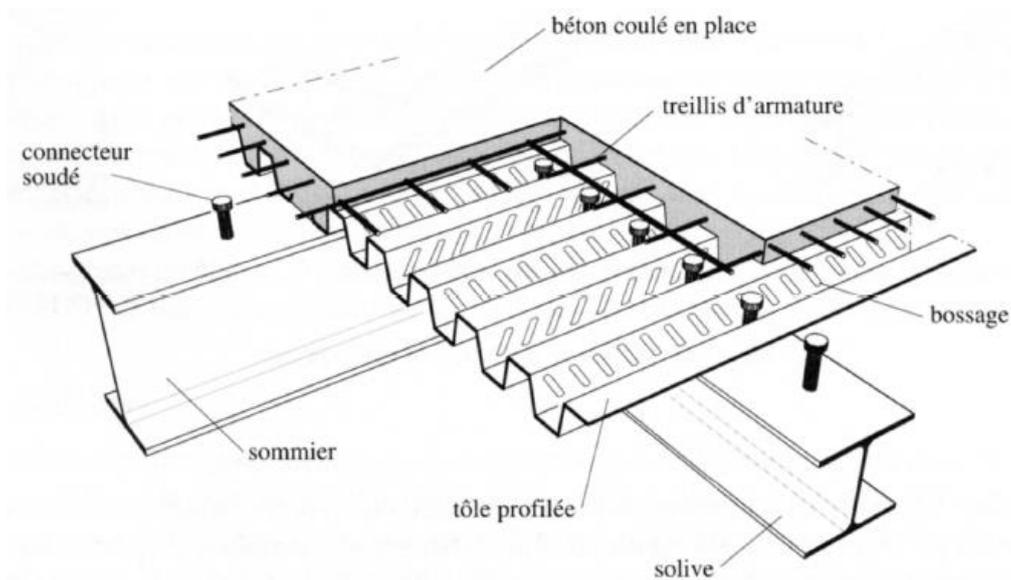


Figure IV.1 : Schéma des composants des planchers mixte.

IV.2 Avantages de l'utilisation d'un plancher mixte :

- Le volume de béton nécessaire moins élevé.
- La rapidité d'exécution.
- La hauteur de plancher réduite, donc gain d'hauteur.
- Il ne nécessite pas de coffrage (la tôle va servir comme coffrage).
- Conception flexible.
- La dalle mixte offre aussi une meilleure résistance au feu et présente une capacité portante plus importante par rapport à d'autres types de dalles. Elle permet aussi de réduire les flèches et d'augmenter la rigidité des poutres mixtes.

IV.3 Caractéristiques de la tôle COFRASTRA 40 :

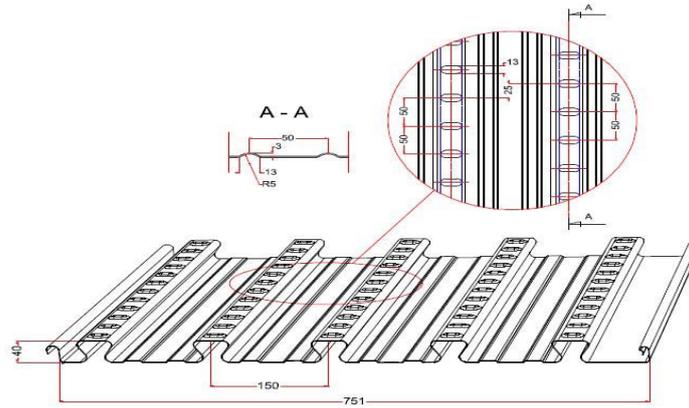


Figure IV.2 : Dimensions de la tôle nervurée COFRASTRA 40.

Hauteur des nervures (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur utile du bac (mm)	Epaisseur de la tôle (mm)	Poids propre kN/m ²
40	150	751	1	0,15

Tableau IV.1 : Caractéristiques du bac d’acier COFRASTRA 40.

IV.4 Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes

IV.4.1 La largeur participante de la dalle en béton

La largeur participante (efficace) est la largeur de la dalle reprise par la solive, elle dépend de l’entre axe et de la longueur des solives et du mode d’appuis.

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} [Ec 4.2.2.1]$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, b_i\right)$$

Avec :

l_0 : La longueur de la solive.

b_i : La moitié de l’entre axe de chaque côté.

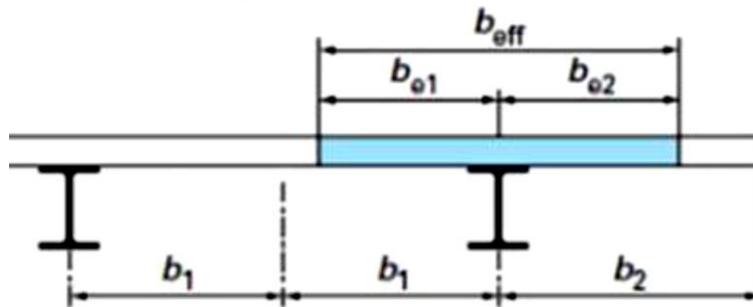


Figure VI.3 La largeur efficace de la dalle.

IV.4.2 Section équivalente acier-béton

Le concept de section équivalente est utilisée pour le calcul des propriétés d’une section mixte (acier-béton) dans le domaine élastique comme sur une section équivalente en acier, la semelle de béton d’air A_c est remplacée par une semelle d’acier fictif de même hauteur, on divise alors la contribution de la partie en béton par un coefficient d’homogénéisation (équivalence) « n ».

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{30500} = 6.88$$

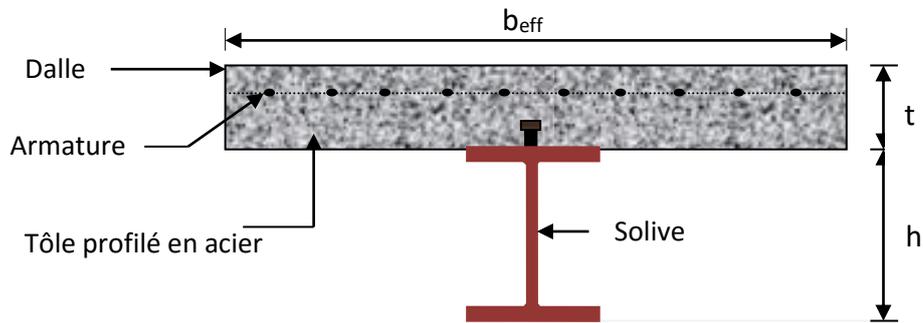


Figure IV.4 : La section transversale

IV.5 Calcul de la dalle mixte :

Le calcul de la dalle mixte sera fait en deux phases :

- Phase de réalisation (construction) : Durant cette phase le profilé en acier travail seul et supporte son poids propre, le poids propre du béton frais ainsi que la surcharge des ouvriers.
- Phase finale : Les deux matériaux (acier – béton) travaillent ensemble au tant que élément mixte qui va supporter le poids du profilé, le poids du béton durci et la charge d'exploitation.

IV.5.1 La vérification au premier stade (phase de construction)

IV.5.1.1 Evaluation des charges sur les solives

- Charges permanentes :

Poids propre du béton frais ($e_B = 10 \text{ cm}$) : $g_B = (0,1 \times 25) = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Pois propre du profilé IPE 140 : $g_p = 0,1315 \text{ kN/m}^2$

Pois propre de la tôle COFRASTRA 40 : $g_t = 0,15 \text{ kN/m}^2$

$$G = (2,5 + 0,15) \times 1 + 0,1315 = 2,7815 \text{ kN/m}$$

- Charge d'exploitations :

$Q_{ouv} = 1 \text{ kN/m}^2$ (La surcharge des ouvriers et leur matériel)

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

IV.5.1.2 Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la résistance vis-à-vis du moment fléchissant :

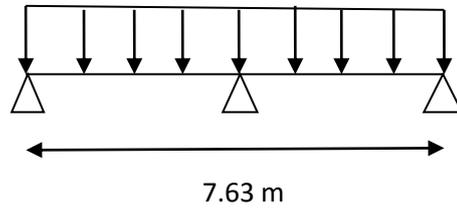


Figure IV.5 : Schéma statique de la solive.

$$p_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$p_u = 1,35 \times (2,7815) + 1,5 \times 1 = 5,255 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{8} = 9,56 \text{ kN.m} \\ M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 20,75 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{sd} < M_{plrd} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\begin{cases} V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} = 10,024 \text{ kN} \\ V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 103,65 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.5.1.3 Vérification à l'ELS

$$p_s = G + Q = 2,7815 + 1 = 3,7815 \text{ kN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times p_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,91 \text{ cm}; f_{ad} = \frac{l}{250} = 1,526 \text{ cm} \Rightarrow f_{cal} < f_{ad} \Rightarrow$$

⇒ La flèche est vérifiée

Par la même procédure on vérifie les solives du plancher terrasse, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Elément	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	P _s (kN/m)	P _u (kN/m)	F _{cal} (cm)	F _{ad} (cm)
Solive du plancher terrasse	IPE140	7.63	1.3	4.876	6.778	1,183	1,526

Tableau IV.2 : Vérification de la flèche des solives du plancher terrasse durant la phase de construction.

Élément	Profilé	Classe du profilé	M_{sd} (kN.m)	M_{plrd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{plrd} (kN)
Solive du plancher terrasse	IPE140	1	12,33	20.75	12,93	103.65

Tableau IV.3 : Vérification des sollicitations sur les solives du plancher terrasse durant la phase de construction.

IV.5.2 La vérification au stade finale :

Les charges dans la phase finale sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Charges permanentes G (kN/m ²)	Charges d'exploitation Q (kN/m ²)	Entre Axe (m)	P_u (kN/m)	P_s (kN/m)
Plancher courant.	4.49	5	1	14.220	9.978
Plancher terrasse accessible.	5.33	2.5	1.3	14.888	10.667
Plancher terrasse inaccessible.	6.23	1	1.3	13.542	9.887

Tableau IV.4 : Les différentes charges durant la phase finale

Remarque : On remarque que les solives du plancher terrasse accessible sont les plus sollicitées, alors on fait les vérifications sur ces dernières au stade finale.

IV.5.2.1 Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la résistance vis-à-vis du moment fléchissant :

$$p_u = 14,888 \text{ kN/m}$$

Il faut que la condition suivante soit vérifiée : $M_{sd} < M_{plrd}^+$ avec $M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{14,888 \times (7,63)^2}{8} = 108,34 \text{ kN.m}$$

➤ Largeur efficace de la dalle :

$$b_{eff}^+ = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec: } \begin{cases} b_{e1} = \min \left[\frac{7,63}{8}, \frac{1,3}{2} \right] = 0,65 \text{ m} \\ b_{e2} = b_{e1} = 0,65 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{eff}^+ = 0,65 + 0,65 = 1,3 \text{ m}$$

➤ Résistance plastique du profilé en traction F_a et de la dalle de compression F_c :

$F_c > F_a$	$F_c < F_a$	$F_a - F_c \leq \frac{2bt_f f_y}{\gamma_a}$	$F_a - F_c > \frac{2bt_f f_y}{\gamma_a}$
Axe neutre plastique dans dalle.	Axe neutre plastique dans poutre.	axe neutre plastique dans semelle.	Axe neutre plastique dans âme.

Tableau IV.5 : Vérification de la position de l'axe neutre.

$$\begin{cases} F_a = \frac{A_a}{\gamma_a} \times f_y = \frac{16,43}{1,1} \times 23,5 = 351 \text{ kN} \\ F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_c} = 130 \times 10 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1841,67 \text{ kN} \end{cases}$$

$F_a = 351 \text{ kn} < F_c = 1841,67 \text{ kn} \rightarrow$ L'ANP se situe dans la dalle de compression.

- **Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression (Z) :**

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_c}} = \frac{351}{130 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 1,9 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'ANP passe par la dalle de compression.

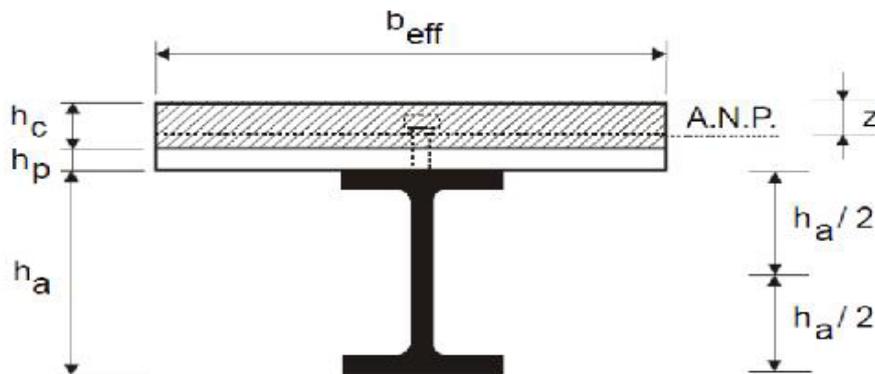


Figure IV.6 : Position de l'axe neutre plastique.

- **Calcul du moment résistant plastique**

$$M_{plrd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 351 \times \left(\frac{14}{2} + 4 + 10 - \frac{1,9}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$M_{plrd}^+ = 70,375 \text{ kn.m} < M_{sd} = 108,34 \text{ kn.m} \rightarrow$ La résistance de la section mixte n'est vérifiée à l'ELU, donc on augmente la section du profilé et on adopte un IPE 180 avec :

$$F_a = \frac{A_a}{\gamma_a} \times f_y = \frac{23,95}{1,1} \times 23,5 = 511,66 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_c}} = \frac{511,66}{130 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 2,77 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm}$$

$$M_{plrd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 511,66 \times \left(\frac{18}{2} + 4 + 10 - \frac{2,77}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$M_{plrd}^+ = 110,59 \text{ kn.m} > M_{sd} = 108,34 \text{ kn.m} \rightarrow$ La résistance de la section mixte est vérifiée à L'ELU.

b) Vérification au cisaillement :

On suppose que l'effort tranchant n'est repris seulement que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte, il faut vérifier donc la condition suivante : $V_{sd} < V_{plrd}$

Donc on peut dire que la vérification au cisaillement des poutres mixtes est la même que pour des poutres métalliques.

$$\begin{cases} V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y \times \gamma_{m0}}{\sqrt{3}} = \frac{1130 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 153,315 \text{ kN} \\ V_{sd} = \frac{14,888 \times 7,63}{2} = 56,8 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow V_{sd} < V_{plrd}$$

\Rightarrow condition vérifiée

IV.5.2.2 Vérification à l'ELS :

$$p_s = 10,667 \text{ kN/m}$$

La flèche sera vérifiée si : $f_{cal} \leq f_{ad}$ avec $f_{ad} = \frac{l}{250}$ et $f_{cal} = \frac{5 \times p_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_{my}}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier ($E_a = 210000 \text{ Mpa}$)

I_{my} : Moment d'inertie de la section mixte.

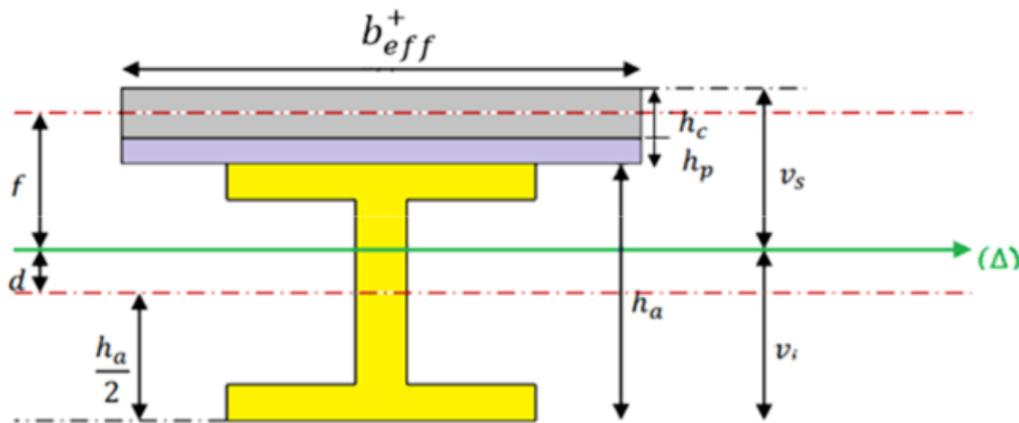


Figure IV.7 : Position de l'axe neutre de la section mixte (Δ)

Remarque : l'axe neutre (Δ) passe par le centre de gravité de la section mixte.

$$I_m = I_A + A_a d^2 + \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)^3}{12n} + \frac{b_{eff}^+ (h_c + h_p)}{n} \times f^2 \quad \text{avec } n = 6,88$$

- La surface de la section mixte :

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{n} = 23,95 + \frac{130 \times (10 + 4)}{6,88} = 288,484 \text{ cm}^2$$

➤ Distance entre l'axe neutre (Δ) et le centre de gravité du profilé en acier :

$$d = \frac{b_{eff}^+ \times (h_c + h_p)}{n} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2S} = \frac{130 \times (10 + 4)}{6,88} \times \frac{(10 + 4) + 18}{2 \times 288,484} = 14,671 \text{ cm}$$

➤ Distance entre l'axe neutre (Δ) et le centre de la gravité de la dalle :

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(10 + 4) + 18}{2} - 14,671 = 1,329 \text{ cm}$$

$$I_m = 1317 + 23,95 \times 14,671^2 + \frac{130(10 + 4)^3}{12 \times 6,88} + \frac{130(10 + 4)}{6,88} \times 1,329^2 = 11259,9 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,10667 \times (763)^4}{384 \times 21000 \times 11259,9} = 1,99 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = 3,052 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{ad} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.2.3 Vérification des contraintes dues au moment fléchissant :

a) Contraintes dans la poutre en acier :

➤ Traction :

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times v_i$$

$$\delta_{ai} = \frac{-108,34}{11259,9} \times 23,671 \times 10^3 = -227,756 \text{ Mpa}$$

➤ Compression :

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} (v_s - (h_c + h_p)) = \frac{108,34}{11259,9} (8,329 - (10 + 4)) \times 10^3$$

$$\delta_{as} = -54,565 \text{ Mpa}$$

b) Contraintes dans la dalle :

➤ Compression (fibre supérieure):

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} \times v_s = \left(\frac{108,34}{6,88 \times 11259,9} \right) \times 8,329 \times 10^3 = 11,648 \text{ Mpa}$$

➤ Compression (fibre inférieure) :

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{n \times I_m} (v_s - (h_c + h_p)) = \left(\frac{108,34}{6,88 \times 11259,9} \right) (-5,671) \times 10^3 = -7,93 \text{ Mpa}$$

Avec :

v_i : Distance de la fibre la plus tendu jusqu'à l'axe neutre(Δ). v_s : Distance de l'axe neutre (Δ) jusqu'à la fibre la plus comprimée.

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = 23,671 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = 8,329 \text{ cm}$$

IV.5.2.4 Contraintes dues au retrait du béton

Après le coulage de la dalle, son durcissement s'accompagne d'un retrait (raccourcissement) qui peut s'accumuler avec l'effet d'un abaissement de température. Ces contraintes doivent être prises en considération.

➤ Calcul de la distance (β) entre le CDG de l'acier et le CDG du béton :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(10 + 4) + 18}{2} = 16 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la distance (α) entre le CDG de l'acier et l'axe neutre (Δ) :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{23,95 \times 16} = 3,43 \text{ cm}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 130 \times (10 + 4) = 1820 \text{ cm}^2$$

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

$$K = \frac{1820 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 16 \times 23,95}{(217009,992) + (2396940) + (11158784)} = 0,212 \text{ kn/cm}^3$$

$$y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,43 = 12,43 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + h_c + h_p = 12,43 + 10 + 4 = 26,43 \text{ cm}$$

➤ Les contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times y_1 = 0,212 \times 12,43 \times 10 = 26,351 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{ai} = K(h_a - y_1) = 0,212(18 - 12,43) \times 10 = 11,8 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{-(E_a \times \varepsilon - K \times y_1)}{n} = \frac{-(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,212 \times 12,43 \times 10)}{6,88} = -2,274 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times y_2)}{n} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,212 \times 26,43 \times 10)}{6,88} = -2,039 \text{ Mpa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = -54,565 + 26,351 = -28,214 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\delta_{ai} = -227,756 + 11,8 = -215,956 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\delta_{bi} = -7,93 - 2,274 = -10,204 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\delta_{bs} = 11,648 - 2,039 = 9,609 \text{ Mpa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

IV.6 Etude des connecteurs :

Les connecteurs (goujons) sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé. Ils assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier, leur rôle consiste à transmettre les efforts de cisaillement longitudinal au profilé métallique et résister au glissement de la dalle.

Selon L'Euro code 04, il existe deux types de connecteurs :

- Connecteur ductile ($\delta_a \geq 6 \text{ mm}$) : Le connecteur est ductile sous réserve d'avoir un degré de connexion suffisant sur la poutre (avec δ_a la capacité de glissement).
- Connecteur non ductile ($\delta_a < 6 \text{ mm}$) : Connecteur avec une capacité de glissement inférieur à 6 mm

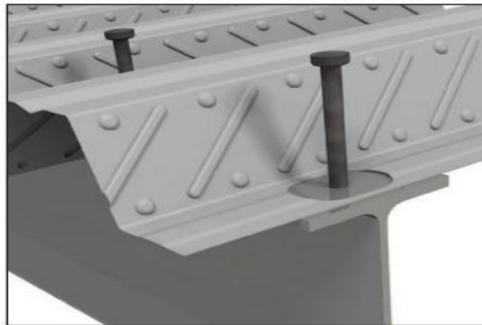


Figure IV.8 : Goujon à tête soudé avec le profilé.

IV.6.2 Les avantages de l'utilisation des goujons :

- Facilité de pose.
- Rapidité d'exécution.
- Economie.
- Bonne résistance au glissement.
- Les têtes des goujons s'opposent au soulèvement de la dalle.

IV.6.3 Calcul des connecteurs :

IV.6.3.1 Caractéristiques du goujon :

- Le comportement ductile est satisfaisant pour des goujons à tête on respectant les conditions suivantes :

$$h \geq 4 \times d \text{ et } 16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$$

On choisit donc des goujons avec les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 19 \text{ mm} \\ h = 80 \text{ mm} \\ \text{acier S235} \\ 400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

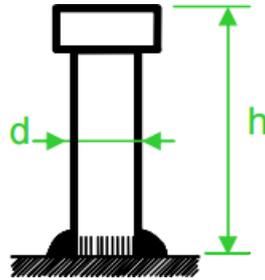


Figure IV.9 : Dimension du goujon à tête.

IV.6.3.2 La résistance du connecteur isolé au cisaillement :

➤ Le facteur correctif α :

$$\alpha = \begin{cases} 1 \text{ pour} & \frac{h}{d} > 4 \\ 0,25 \left(1 + \frac{h}{d}\right) \text{ pour} & 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4,2 \rightarrow \alpha = 1$$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi d^2}{4} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{c28} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs est pris égal à 1,25.

d : Diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours égale à 25 MPa.

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 19^2}{4} \times 10^{-3} = 72,546 \text{ MPa} \\ 0,29 \times \frac{1,27 \times 19^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} \times 10^{-3} = 73,133 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$p_{rd} = \min(72,546 ; 73,133) = 72,546 \text{ MPa}$$

Donc la résistance d'un seul goujon est : $p_{rd} = 97,264 \text{ MPa}$

IV 6.3.3 L'effort résistant réduit :

Les goujons de 19 mm de diamètre sont soudés à travers de la tôle profilé possédant des trous (épaisseur de la tôle COFRASTRA 40 égale à 1 mm), avec un seul goujon dans une nervure au droit de l'intersection avec la semelle supérieure des poutres en acier ($N_r = 1$). Le coefficient de réduction r sera donc égal à 0,75.

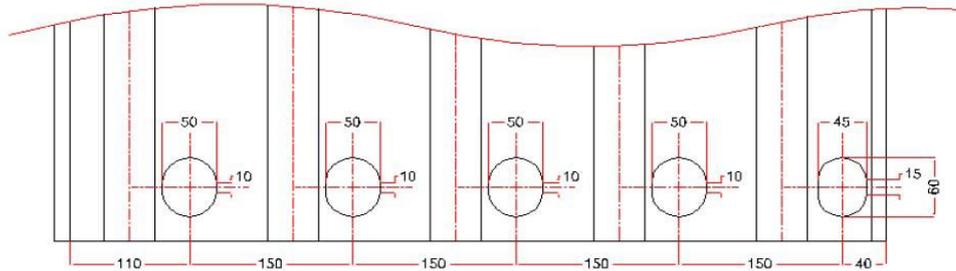


Figure IV.10 : Détail des perforations pour les connecteurs.

$$d = 19\text{mm} < 22\text{mm}, h_p = 40\text{mm} < 85\text{mm} \rightarrow p'_{rd} = r \times p_{rd} = 54,41\text{kN}$$

IV 6.3.4 Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min(F_a; F_c) = \min\left(\frac{A_a}{\gamma_a} \times f_y ; 0,85 \times b_{eff} \times h_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}\right) = \min(1303,18 ; 184,67)$$

$$V_{lf} = 1303,18\text{ kN}$$

$N_f = \frac{1303,18}{54,41} = 24 \rightarrow$ Le nombre de goujons sur la longueur critique ($l_{cr} = \frac{l}{2} = 3,815\text{ m}$) est égale à 24.

$N_t = 48$ goujons \rightarrow Sur la longueur totale de 7,63 m.

$$e_g = \frac{763}{48} = 15,89\text{ m} \rightarrow \text{On prend } e_g = 15\text{ cm}$$

On adopte donc 48 goujons pour chaque solive avec un espacement de 15 cm entre deux goujons successifs.

IV 6.3.5 Vérification des soudures :

➤ **La gorge a :**

$$a = \min(d, t_f(\text{IPN280})) = \min(19; 15,2) = 15,2\text{ mm}$$

On prend : $a = 15\text{ mm}$

➤ **Longueur du cordon de soudure circulaire l :**

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 19 = 59,66\text{ mm}$$

➤ **Calcul des efforts :**

$$\text{Acier S235} \rightarrow \begin{cases} f_u = 400\text{ MPa} \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ \beta_w = 0,8 \end{cases} \rightarrow F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 206,66\text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{1303,18}{24} = 54,3\text{ kN}$$

➤ **Vérification :**

$$F_{sd} = 54,3 \text{ kN} < F_{wrd} = 206,66 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.7 Calcul de ferrailage de la dalle de compression :

Le calcul de ferrailage de la dalle de compression s'effectue à la flexion simple pour une section de $(1\text{m} \times e_{dalle})$.

➤ **Combinaisons d'actions :**

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5 = 10,945 \text{ kN/m}$$

$$p_s = G + Q = 5,33 + 2,5 = 7,83 \text{ kN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,3}{7,63} = 0,17 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travail suivant un seul sens } (l_x)$$

➤ **Calcul des moments :**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p_u \times l_x^2}{8} = \frac{10,945 \times (1,3)^2}{8} = 2,312 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 1,965 \text{ kN.m}$$

$$\text{On appuis : } M_a = 0,4M_0 = 0,924 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures en travée :**

$$b = 1 \text{ m} \quad h = e_{dalle} = 0,1 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,965 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,0214$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0214) = 0,0892 \text{ m} = 8,92 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{1,965 \times 10^{-3}}{0,0892 \times 348} = 0,633 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 5HA8 = 2,51 cm²

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 4HA8 = 2,01 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 0,09 \times 2,1 \times 10^2}{400} = 1,0867 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,0867 \text{ cm}^2 < A = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,924 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,01) = 0,0896m = 8,964 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{0,924 \times 10^{-3}}{0,0896 \times 348} = 0,296 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 5HA8 = 2,51 cm²

$$A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres :**

$$S_{tx} = \min[(3 \times h); 33] \rightarrow S_{tx} = 30 \text{ cm}$$

La condition à vérifier :

$$S_{tx} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$S_{ty} = \min[(4 \times h); 45] \rightarrow S_{ty} = 40 \text{ cm}$$

La condition à vérifier :

$$S_{ty} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$V_x = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{10,945 \times 1,3}{2} = 7,11 \text{ Kn}\tau = \frac{V_x}{bd} = \frac{7,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,079 \text{ MPPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa} > \tau = 0,079 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Remarque : On adopte le même ferrailage pour la dalle de compression du plancher courant.

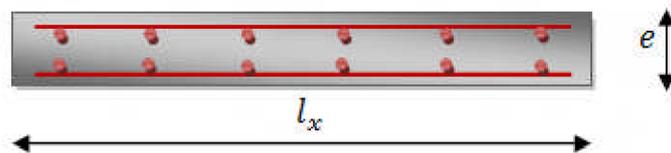


Figure IV.11 Ferrailage de la section de la dalle (1m × e).

Chapitre V

Etude sismique

V.1 Introduction

Le séisme est parmi les phénomènes naturels les plus dangereux sur les structures. Il engendre des actions dynamiques complexes qui se manifestent par des efforts horizontaux imposés aux fondations, ce qui provoque des vibrations dynamiques. Les structures résistent à ces actions sismiques grâce aux forces d'inertie dues à leurs masses.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts provoqués et leur distribution dans le système de stabilité afin de limiter les endommagements causés aux constructions et évidemment à la vie humaine, ce qui nécessite une bonne conception en se basant sur les recommandations du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT.

V.2 Modélisation

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle en respectant les différentes étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition au limite, chargement de la structure,...) de façon totalement graphique ; numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

V.2.1 Présentation du logiciel ROBOT

Le logiciel ROBOT, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales en acier, en bois, en béton armé ou mixte.

V.3 Analyse de la structure

V.3.1 Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

➤ **Les chargements statiques sont :**

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitations

➤ **Les chargements dynamiques sont :**

- Les effets sismiques

V.3.2 Méthodes de calcul

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est en fonction du type de la structure nature à étudier. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA99 version 2003**. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) La méthode statique équivalente
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.2.1 La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le **RPA 99 V 2003** préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article **4.2.3 de RPA 99/2003**, la force sismique totale V, appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} W$$

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 II_a groupe d'usage 1B nous trouverons :

$$A = 0.2$$

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.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : 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 → $\begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule (4.3) :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec ξ (%) 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 constituée de portiques en acier avec remplissage dense, donc on aura : $\xi = 5\%$ d'où $\eta = 1$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure constitue un paramètre majeur dans la conception parasismique. Pour cela le **RPA 99/2003** nous donne la possibilité d'estimer la valeur de la période (T) à partir de formules empiriques ou la calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{Avec :}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA.

Suivant les deux sens de calcul (x-x) et (y-y), le contreventement est assurée par des palées triangulées en X, ce qui correspond au 4^{ème} cas du tableau (4.6) d'où : $C_{Tx} = C_{Ty} = 0,05$

$$\text{Donc : } T_x = T_y = 0,05 \times (22,07)^{3/4} = 0,51 \text{ s}$$

T_x et T_y sont supérieurs à T_2 , donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale à : $D_x = D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,51} \right) = 2.5$

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Les critères de qualité « q » ainsi que les pénalités « p_q » à retenir sont représentés dans le tableau suivant :

N°	Critères de qualité	P _q (x)	P _q (y)
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2	Redondance en plan	0	0
3	Régularité en plan	0	0
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
		Q_x = 1.05	Q_y = 1

Tableau V.1 : Valeur du facteur de qualité.

W : Poids total de la structure qui égale à la somme des poids des niveaux W_i

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires 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 RPA.

La structure est à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,6$

-Le poids des différents niveaux ainsi que le poids total (W) de la structure est établi dans le tableau suivant :

Niveau	W_{Gi} (Kn)	β	W_{Qi} (Kn)	W_i (Kn)
4 ^{ème} étage	7740.18	0.6	4831.85	10639.29
3 ^{ème} étage	7521.207	0.6	1945.405	8688.45
2 ^{ème} étage	7521.207	0.6	1945.405	8688.45
1 ^{er} étage	7629.482	0.6	2452,03	9100.7
RDC	7165.153	0.6	9395.945	12802.72
Total	37493.369	/	20570.635	49835.75

Tableau V.2 : le poids total de la structure

Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_x = \frac{A \cdot Q_x \cdot D_x}{R} W = \frac{0,2 \times 1,05 \times 2,5}{4} \times 49835.75 = 6540.95 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot Q_y \cdot D_y}{R} W = \frac{0,2 \times 1 \times 2,5}{4} \times 49835.75 = 6229.47 \text{ kN}$$

V.3.2.2 La méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur la structure, il faut donc chercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa.
- Groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance).
- Site meuble (S3).

- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q_x = 1.1$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q_y = 1.05$) suivant Y.

a) Spectre de calcul de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 s \end{cases}$$

b) Choix de la disposition des contreventements :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est nécessaire de trouver la disposition adéquate des contreventements pour avoir un bon comportement du bâtiment sous l'effet des charges horizontales et aussi réduire le déplacement latéral des éléments de la structure.

Après plusieurs dispositions des palés de stabilité, nous avons opté pour la disposition la plus adéquate qui nous a donné le bon comportement de la structure on utilisant des doubles cornières 2CAE180*18 et 2CAE90*9 :

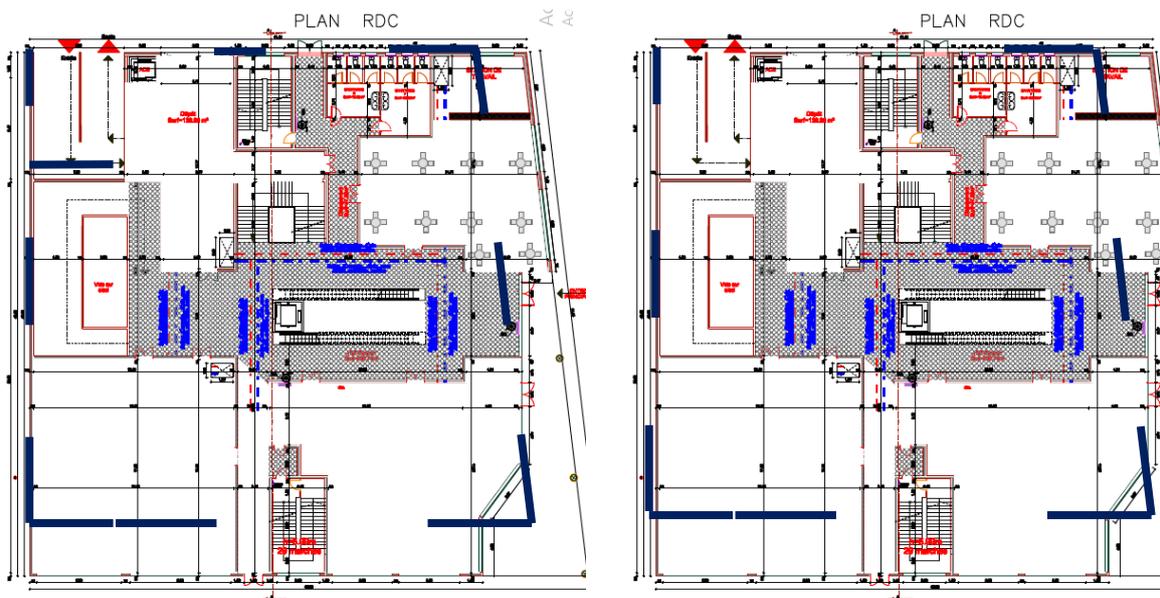


Figure V.1 : Quelques dispositions essayer des palés de stabilités

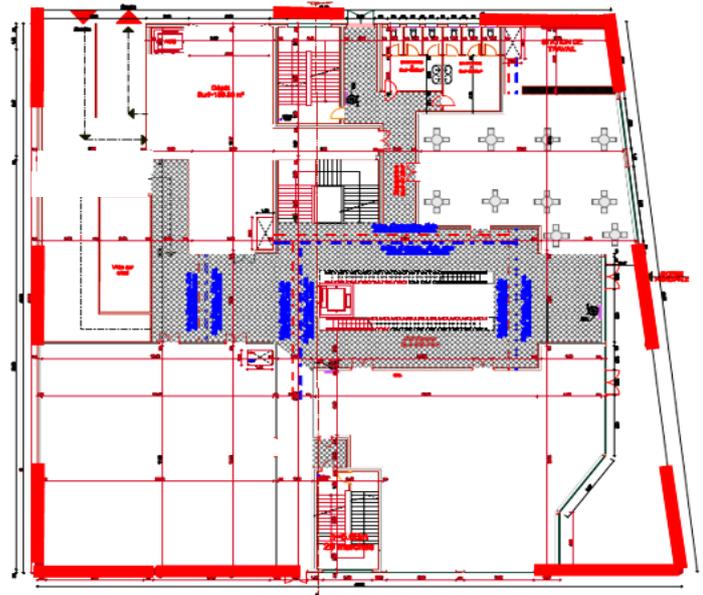


Figure V.2 : Disposition adéquate des palées de stabilité

c) Le spectre de repense :

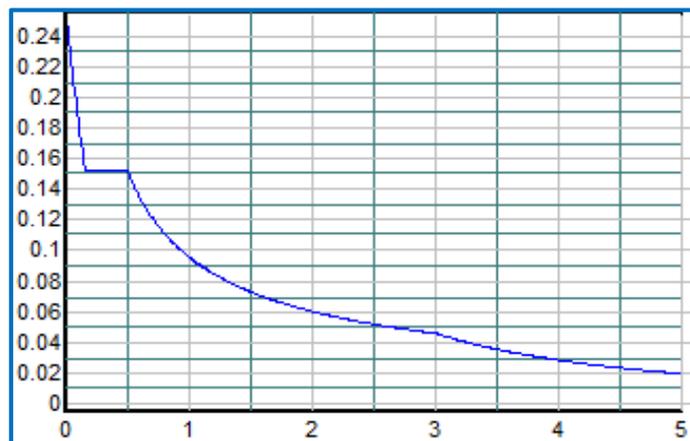


Figure V.3 : Spectre de repense selon X

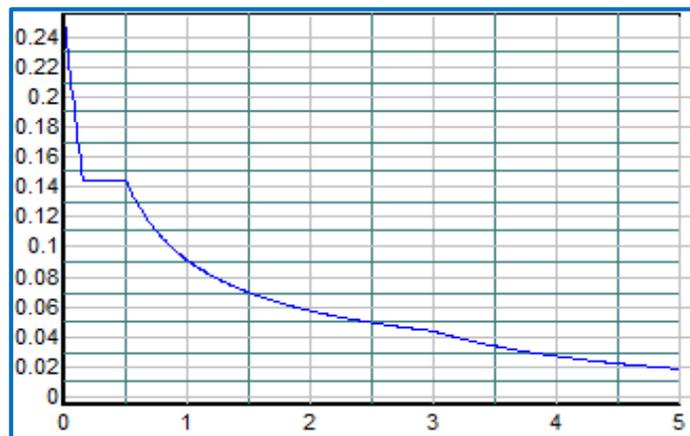


Figure V.4 : Spectre de repense selon Y

d) Les modes de vibration :

Après l'analyse modale de la structure on a obtenu des translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le troisième mode comme l'indique les figures suivantes :

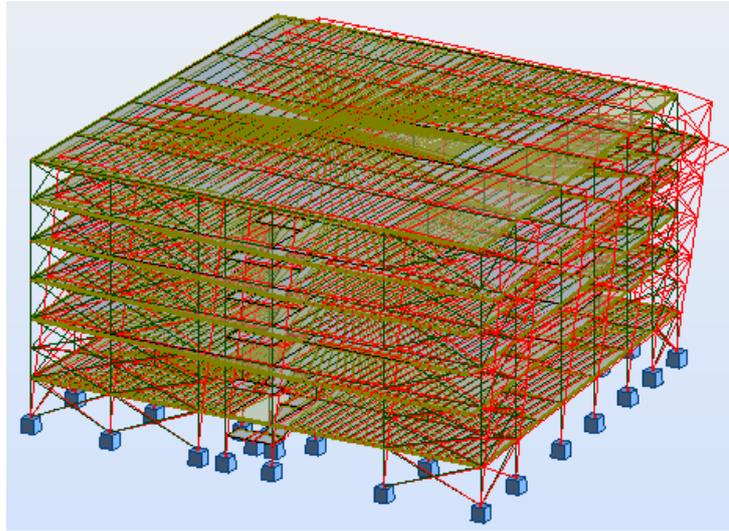


Figure V.5 : Translation suivant X (mode 1)

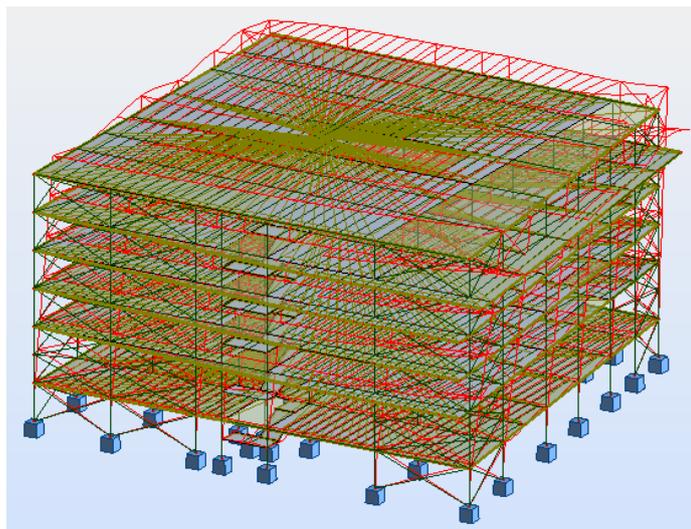


Figure V.6 : Translation suivant Y (mode 2)

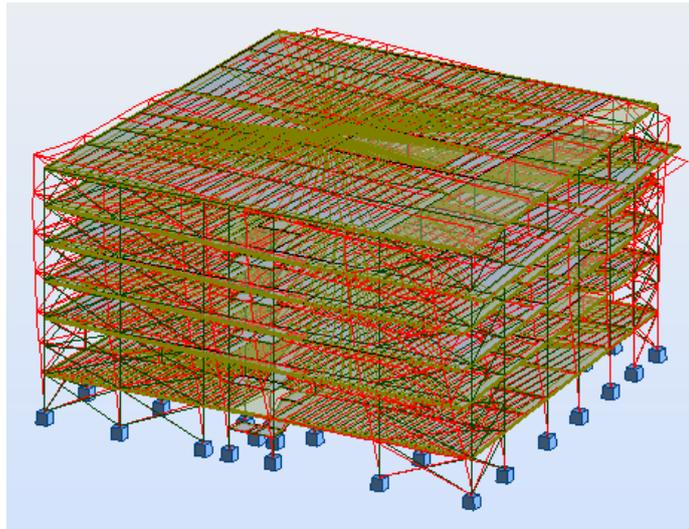


Figure V.7 : Torsion (mode 3)

Mode	Période (s)
1	0.54
2	0.48
3	0.46

Tableau V.3 : Valeurs des modes propres.

V.3.3 Vérification de la structure :

V.3.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

- La période numérique obtenue par le logiciel est : $T_{num} = 0,54 \text{ s}$
- La période empirique est égale à : $\begin{cases} T_x = 0,51 \text{ s} \\ T_y = 0,51 \text{ s} \end{cases}$

Selon l'article (4.2.2 du RPA) la valeur de la période numérique ne doit pas dépassée celle estimé par la formule empirique de plus de 30%

$0.54 \text{ s} < 1.3 \times 0.51 = 0.663 \text{ s} \Rightarrow$ La période est vérifiée.

V.3.3.2 Vérification de la participation massique :

Modes	Périodes(s)	Masses cumulées (U _x %)	Masses cumulées (U _y %)	Masses modales (U _x %)	Masses modales (U _y %=	Totale masse (ton)
1	0.54	74.28	12.26	74.28	12.26	5077.09
2	0.48	85.7	87.79	11.43	75.52	5077.09
3	0.46	85.9	88.59	0.19	0.81	5077.09

4	0.42	86.29	88.63	0.39	0.04	5077.09
5	0.42	86.56	88.66	0.28	0.03	5077.09
6	0.42	87.36	88.9	0.79	0.24	5077.09
7	0.41	87.49	88.91	0.14	0.01	5077.09
8	0.35	87.87	88.92	0.38	0.01	5077.09
9	0.35	88.15	88.92	0.28	0.01	5077.09
10	0.35	88.23	88.94	0.07	0.01	5077.09
11	0.32	90.3	88.95	2.07	0.01	5077.09
12	0.31	90.4	88.95	0.1	0	5077.09
13	0.27	90.45	88.95	0.05	0	5077.09
14	0.25	90.5	88.95	0.05	0	5077.09
15	0.25	90.55	88.95	0.06	0	5077.09
16	0.25	90.55	88.96	0	0.01	5077.09
17	0.25	90.57	88.96	0.02	0	5077.09
18	0.18	98.01	90.02	7.44	1.06	5077.09

Tableau V.4 : Vérification de la participation massique

V.3.3.3 Vérification de la force sismique à la base :

La force sismique statique V (calculé dans les deux sens) est égale à :

$$\begin{cases} V_{stx} = 6540.95 \text{ kN} \\ V_{sty} = 6229.47 \text{ kN} \end{cases}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

$$\begin{cases} 0,8V_{stx} = 5232,75 \text{ kN} \\ 0,8V_{sty} = 4983,576 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_{dynx} = 6441.02 \text{ kN} > 0,8V_{stx} \\ V_{dyny} = 6405 \text{ kN} > 0,8V_{sty} \end{cases}$$

L'effort sismique à la base est vérifié

V.3.3.4 Vérification des déplacements :

Le déplacement à chaque niveau "K" de la structure est calculé par la formule (4.-19) du RPA :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

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 :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Avec : } \Delta_K < 1.0\% \cdot h_K$$

Sens XX						
Niveau	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	$1.0\%h_K$ (cm)	Observation
RDC	561	0.5	2	2	5.61	Vérifiée
Etage 1	374	0.8	3.2	1.2	3.74	Vérifiée
Etage 2	374	1.1	4.4	1.2	3.74	Vérifiée
Etage 3	374	1.3	5.2	0.8	3.74	Vérifiée
Etage 4	374	1.45	5.8	0.6	3.74	Vérifiée

Tableau V.5 : Déplacement selon le sens X-X

Sens YY						
Niveau	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	$1.0\%h_K$ (cm)	Observation
RDC	561	0.4	1.6	1.6	5.61	Vérifiée
Etage 1	374	0.65	2.6	1	3.74	Vérifiée
Etage 2	374	0.875	3.5	0.9	3.74	Vérifiée
Etage 3	374	1.075	4.3	0.8	3.74	Vérifiée
Etage 4	374	1.175	4.7	0.4	3.74	Vérifiée

Tableau V. 6 : Déplacement selon le sens Y-Y

V.3.3.5 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitation à chaque 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 d'étage k

Remarque :

- Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Sens XX						
Niveau	h_K (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_K (cm)	θ_K (cm)	Observation
RDC	561	6128.5	6125.89	2	0.004	Vérifiée
Etage 1	374	5200.8	5198.07	1.2	0.003	Vérifiée
Etage 2	374	3801.1	3801.06	1.2	0.003	Vérifiée
Etage 3	374	1853.7	1850.64	0.8	0.002	Vérifiée
Etage 4	374	350.1	337.8	0.6	0.002	Vérifiée

Tableau V. 7 : Effet de P- Δ sens X-X

Sens YY						
Niveau	h_K (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_K (cm)	θ_K (cm)	Observation
RDC	561	6128.5	6280.7	1.6	0.003	Vérifiée
Etage 1	374	5200.8	5351.2	1	0.003	Vérifiée
Etage 2	374	3801.1	3900.9	0.9	0.002	Vérifiée
Etage 3	374	1853.7	1939.1	0.8	0.002	Vérifiée
Etage 4	374	350.1	354.6	0.4	0.001	Vérifiée

Tableau V. 8 : Effet de P- Δ sens Y-Y

Remarque :

Selon les résultats obtenus dans les deux tableaux (suivant x et y), On remarque que $\theta_k < 0.1$ donc les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

Chapitre VI

*Vérification de
l'ossature*

VI.1 Introduction :

L'étude des éléments structuraux nécessite l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismique et climatique variables), leur vérification est basée sur les sollicitations obtenues à partir du logiciel ROBOT, qui servent également au calcul des assemblages et l'étude de l'infrastructure.

VI.2 Vérification des poutres :

On doit vérifier les poutres les plus sollicitées sous la combinaison la plus défavorable.

VI.2.1 Vérification des poutres principales :

VI.2.1.1 Vérification de la poutre du 4^{ème} étage :

La vérification se fera pour la poutre la plus sollicitée

Eléments	Combinaison	N(kN)	V(kN)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)
IPN500	1.35G+1.5Q	0	476.66	876.04	661.11

Tableau VI.1 : Sollicitation max dans la poutre principale de 4^{ème} étage.

• **Classe de la section :**

➤ **Classe de l'ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{44,6}{1,8} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 24,778 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{18,5}{2 \times 2,7} \leq 33 \times 1 \Rightarrow 3,42 < 33 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Le profilé est de classe 1

VI.2.1.1.1 Vérification à la résistance :

a) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{94,08 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{pl} = 1276,45 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 476,66 \text{ kN} < V_{plrd} = 1276,45 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 476,66 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 638,22 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée (pas d'interaction)}$$

b) **Vérification des moments :**

$$M_{appuis} = 876,04 \text{ kN.m} > M_{pl} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3240 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 761,4 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

VI.2.1.1.2 Vérification à la stabilité :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\beta_W = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$M_{travée} < \chi \times \beta_W \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

A.N :

$M_{travée} = 661.11 \text{ kN.m} < 0.67 \times 1 \times 3240 \times \frac{23.5}{1.1} = 46376,18 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

La figure suivante montre la vérification effectuée par le logiciel ROBOT sur la poutre IPN500

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1172	IPN 500	ACIER E24	58.75	309.30	1.63	10 1.35G+1.5Q

Figure VI.1 : note de calcul de la poutre IPN500

Vu que le moment n'est pas vérifié alors on ajoute des jarrets aux extrémités de la poutre

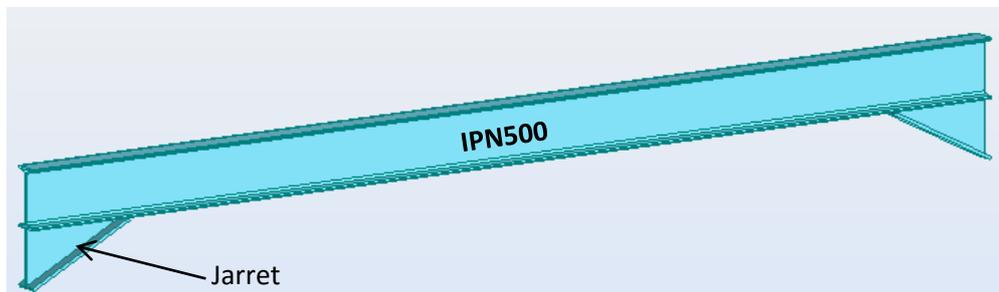


Figure VI.2 : Poutre IPN500 avec jarrets.

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1172	IPN 500	ACIER E24	53.11	307.17	1.74	10 1.35G+1.5Q

Figure VI.3 : Note de calcul de la poutre IPN500 avec jarret

Vu que la poutre IPN500 avec jarret ne résiste pas aux sollicitations alors on a augmenté la section du profilé à un IPN550

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1172	IPN 550	ACIER E24	49.00	277.55	0.89	10 1.35G+1.5Q

Figure VI.4 : Note de calcul de la poutre IPN550 avec jarret

Les vérifications effectuées par le logiciel ROBOT pour les poutres principales les plus sollicitées des différents étages sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification (Ration ≤ 1)	Observation
Terrasse inaccessible	IPN400	1.66	$1.66 > 1$	Non vérifiée
	IPN500	1.63	$1.48 > 1$	Non vérifiée
4^{ème} étage	IPN450	1.18	$1.18 > 1$	Non vérifiée
	IPN500	2.64	$2.64 > 1$	Non vérifiée
3^{ème} étage	IPN500	1.45	$1.45 > 1$	Non vérifiée
	IPN550	1.63	$1.63 > 1$	Non vérifiée
2^{ème} étage	IPN500	1.76	$1.76 > 1$	Non vérifiée
	IPN550	1.89	$1.89 > 1$	Non vérifiée
1^{er} étage	IPN500	1.36	$1.36 > 1$	Non vérifiée
	IPN550	2.06	$2.06 > 1$	Non vérifiée
RDC	IPN500	2.01	$2.01 > 1$	Non vérifiée
	IPN550	2.39	$2.39 > 1$	Non vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des poutres principales par RPBOT.

Les poutres ne résistent pas aux sollicitations, alors on augmente les sections des profilés ou bien on adopte des jarrets

Après l'analyse le logiciel nous a donné les résultats suivants :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification (Ration ≤ 1)	Observation
Terrasse inaccessible	IPN500	0.85	$0.85 < 1$	Vérifiée
	IPN550	0.89	$0.89 < 1$	Vérifiée
4^{ème} étage	IPN500	0.8	$0.8 < 1$	Vérifiée
	IPN550	0.92	$0.92 < 1$	Vérifiée
3^{ème} étage	IPN550	0.85	$0.85 < 1$	Vérifiée
	IPN600	0.68	$0.68 < 1$	Vérifiée
2^{ème} étage	IPN550	0.84	$0.84 < 1$	Vérifiée
	IPN600	0.79	$0.79 < 1$	Vérifiée
1^{er} étage	IPN550	0.72	$0.72 < 1$	Vérifiée
	IPN600	0.84	$0.84 < 1$	Vérifiée
RDC	IPN550	0.78	$0.78 < 1$	Vérifiée
	IPN600	0.63	$0.63 < 1$	Vérifiée

Tableau VI.3 : Poutres principales vérifiées.

VI.2.2 Vérification des poutres secondaires :

Les vérifications effectuées par le logiciel ROBOT pour les poutres secondaires les plus sollicités des différents étages sont résumées dans le tableau suivant :

Remarque :

La section des poutres secondaires du profilé IPN 220 (terrasse inaccessible et 4^{ème} étage) a été augmentée à IPN 280 afin de vérifier la résistance.

Après l'analyse robot nous donne les résultats suivants :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification (Ration ≤ 1)
Terrasse inaccessible	IPN280	0.65	Vérifiée
4 ^{ème} étage	IPN280	0.81	Vérifiée
3 ^{ème} étage	IPN280	0.78	Vérifiée
2 ^{ème} étage	IPN280	0.84	Vérifiée
1 ^{er} étage	IPN280	0.83	Vérifiée
RDC	IPN280	0.84	Vérifiée

Tableau VI.4 : Poutres secondaires vérifiées.

VI.3 Vérification des poteaux :

On doit vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, les poteaux ont des différentes hauteurs :

- Poteaux du sous-sol : h = 3.74 m
- Poteaux du RDC : h = 5.61 m
- Poteaux du 1^{er} jusqu'au 4^{ème} étage : h = 3.74 m

VI.3.1 Vérification des poteaux du 4^{ème} et 3^{ème} étage [HEB220] :

combinaison	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Vy (kN)	Vz (kN)
1,35G + 1,5Q	1248,52	98,45	41,86	21,43	43,13

Tableau VI.5 : Sollicitation dans le poteau du 3^{ème} étage.

- Classe de la section :

Classe de l'âme (Flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1248,52}{0,95 \times 23,5} = 55,92$$

$$\alpha = \frac{1}{152} \left(\frac{152 + 55,92}{2} \right) = 0,68$$

Pour les sections de classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow 16 < 50,51 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Classe de la semelle (comprimé) :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{220}{2 \times 16} \leq 33 \times 1 \Rightarrow 6,875 < 33 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Le profilé est de classe 1

VI.3.1.1 Vérification à la résistance :

a) Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{2790 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plz} = 378,54 \text{ kN}$$

$$V_z = 43,13 \text{ kN} < V_{plz} = 378,54 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_z = 43,13 \text{ kN} < 0,5V_{plz} = 189,29 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = \frac{f_y A_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{7300 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{ply} = 990,44 \text{ kN}$$

$$V_y = 21,43 \text{ kN} < V_{ply} = 990,44 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 21,43 \text{ kN} < 0,5V_{ply} = 495,22 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des moments :

➤ **Suivant Y-Y :**

$$M_y = 98,45 \text{ kN.m} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 194,345 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Suivant Z-Z :**

$$M_z = 41,86 \text{ kN.m} \leq M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 92,56 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.1.2 Vérification à la stabilité :

a) Vérification au Diversement :

Il faut vérifier que

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ avec } \lambda_1 = 93,9; \beta_W = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{L}{i_z}\right)}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z}\right)^2\right]^{0,25}}} \quad ; \text{ avec } C_1 = 3,149$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{374}{5,59}\right)}{\sqrt{3,149 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{374}{5,59}\right)^2\right]^{0,25}}} = 31,01 \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \frac{31,01}{93,9} \sqrt{1}$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0,33 < 0,4 \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

b) Vérification au flambement-flexion sans risque de déversement :

Pour vérifier le flambement-flexion, il faut que la condition suivante soit satisfaite pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N}{\chi_{min} N_{pl}/\gamma_{m1}} + \frac{k_y M_y}{M_{ply}/\gamma_{m1}} + \frac{k_z M_z}{M_{plz}/\gamma_{m1}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times N_{pl}} \leq 1,5$$

$$\begin{cases} \mu_y = -0,148 \\ N = 1248,52 \text{ kN} \\ \chi_y = 0,99 \\ N_{pl} = 2139,44 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow k_y = 1,087$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times N_{pl}} \leq 1,5$$

$$\begin{cases} \mu_z = 0,44 \\ N = 1248,52 \text{ kN} \\ \chi_z = 0,92 \\ N_{pl} = 2139,44 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow k_z = 0,72$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,92$$

$$\frac{1248,52}{0,92 \times 2139,44/1,1} + \frac{1,087 \times 98,45}{194,345/1,1} + \frac{0,72 \times 41,86}{92,56/1,1} = 1,66 > 1$$

\Rightarrow condition non vérifiée

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

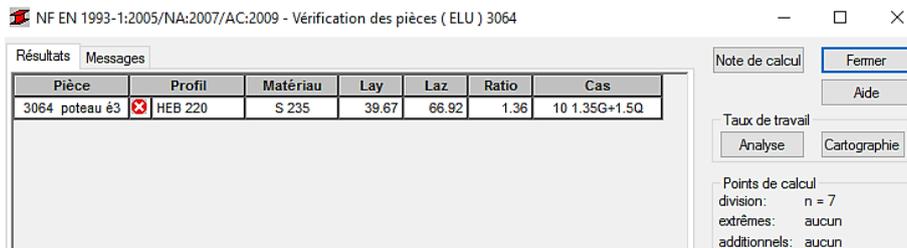


Figure VI.5 : Vérification de poteau du 3^{ème}.

Le profilé ne résiste pas aux sollicitations, alors on augmente la section en adoptant un HEB 340

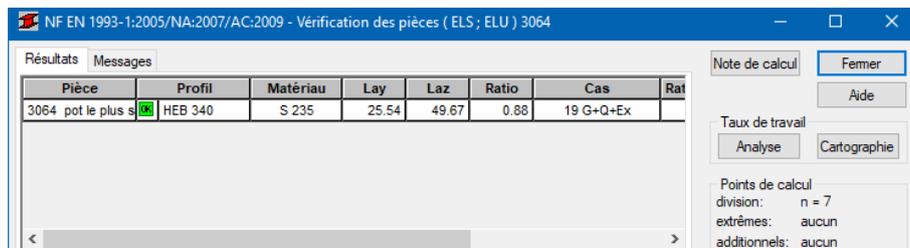


Figure VI.6 : Profilé HEB 340 vérifié

Remarque :

La vérification des poteaux des autres étages a été effectuée par la même procédure.

Les vérifications effectuées par le logiciel ROBOT pour les poteaux les plus sollicités des différents étages sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification (Ration \leq 1)	Observation
4 ^{ème} étage	HEB220	1.05	1.05 > 1	Non vérifié
3 ^{ème} étage	HEB220	1.6	1.6 > 1	Non vérifié
2 ^{ème} étage	HEB450	1.8	1.8 > 1	Non vérifié
1 ^{ème} étage	HEB450	2.05	2.05 > 1	Non vérifié
RDC	HEB500	2.11	2.11 > 1	Non vérifié
Sous-sol	HEB500	3.01	3.01 > 1	Non vérifié

Tableau VI.6 : Vérification des poteaux par RPBOT

Les nouvelles sections adoptées sont :

Niveau	Profilé	Ration	Vérification (Ration \leq 1)	Observation
4 ^{ème} étage	HEB340	0.87	0.87 < 1	Vérifié
3 ^{ème} étage	HEB340	0.76	0.76 < 1	Vérifié
2 ^{ème} étage	HEB500	0.86	0.86 < 1	Vérifié
1 ^{ème} étage	HEB500 renforcé avec HEA450	0.75	0.75 < 1	Vérifié
RDC	HEB500 renforcé avec HEA450	0.8	0.8 < 1	Vérifié
Sous-sol	HEB550 renforcé avec HEB500	0.59	0.59 < 1	Vérifié

Tableau VI.7 : Vérification des poteaux par RPBOT

VI.4 Vérification du système de contreventement :

Le rôle principal des palées de stabilités est de résister aux efforts horizontaux et les transmettre aux fondations

Les types des palées triangulées en X utilisées dans cette étude sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/2003. Dans ce type de palées, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.

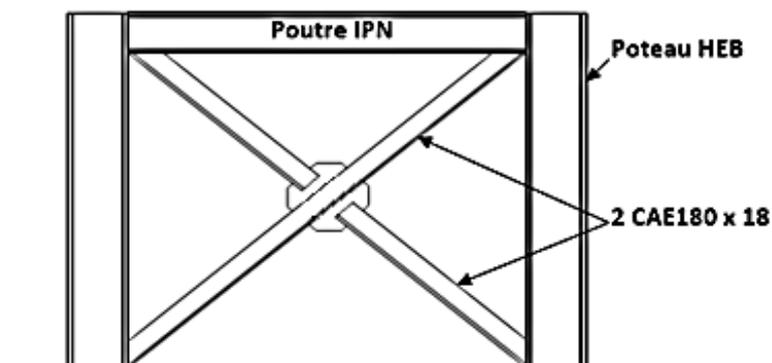


Figure VI.7 : Palée de stabilité en X

VI.4.1 La vérification de contreventement de type 2CAE180x18 :

VI.4.1.1 Définition des cornières à ailes égales (CAE180× 18) :

La cornière à ailes égales est une barre profilée métallique à section composée de deux branches appelées ailes, qui sont égales en dimensions et perpendiculaires.

La vérification à faire à la traction est

$$N_{sd} \leq N_{rd} = N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{sd} = 1310.37kN$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \times \gamma_{m0}} = \frac{1310.37}{23,5 \times 1} = 55.76cm^2$$

Une cornière CAE 180 x 18 avec $A = 61.91 cm^2$, on a opté pour 2 CAE 90x9

Remarque : Vu la non stabilité dynamique de la structure constatée, nous avons augmenté la section des contreventements à savoir **(2CAE180x18)** dans l'optique de rigidifier d'avantage la structure pour avoir un bon comportement ainsi pour satisfaire la vérification vis-à-vis de période et l'effort tranchant à la base.

VI.4.2 La vérification de contreventement de type 2CAE90x9 :

La vérification à faire à la traction est

$$N_{sd} \leq N_{rd} = N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{sd} = 337.99kN$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \times \gamma_{m0}} = \frac{337.99}{23,5 \times 1} = 14.38 cm^2$$

Une cornière CAE 90 x 9 avec $A = 15.52cm^2$, on a opté pour 2 CAE 90x9

Remarque : on a opté pour la même section des contreventements pour les différents niveaux (2 CAE 90x9 pour le contreventement au niveau des escaliers et une section de 2 CAE 180x18 pour le reste des contreventements).

VI.4.3 Contreventement en y :

Nous avons opté à un contreventement en y au niveau de la rentrée principale du RDC, afin d'assurer suffisamment l'espace pour l'accès.

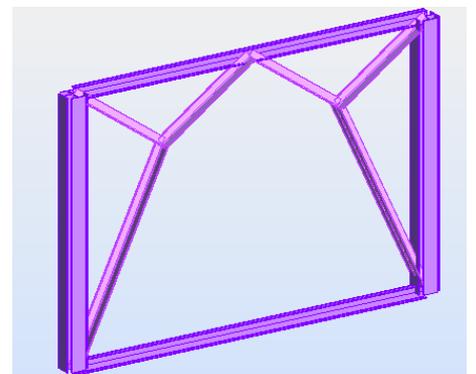


Figure VI.8 : Contreventement en y.

VI.4.3.1 Vérification de la poutre assemblée au contreventement en y :

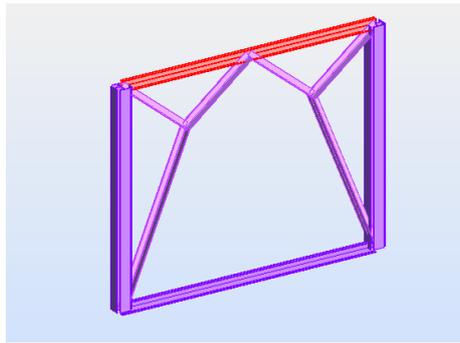


Figure VI.9 : Poutre assemblée avec le contreventement en y.

La vérification de cette poutre est donnée par le logiciel Robot par la note de calcul suivante :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pieces*

FAMILLE:

PIECE: 396

POINT: 7 COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.46$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $10\ 1.35G+1.5Q\ 3*1.50+9*1.35$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 280

$h=28.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=11.9$ cm	$A_y=37.83$ cm ²	$A_z=29.43$ cm ²	$A_x=61.00$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$I_y=7590.00$ cm ⁴	$I_z=364.00$ cm ⁴	$I_x=44.20$ cm ⁴
$tf=1.5$ cm	$W_{ply}=632.00$ cm ³	$W_{plz}=103.00$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4.67$ kN	$M_{y,Ed} = -41.04$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 1433.50$ kN	$M_{y,Ed,max} = -44.96$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -0.00$
	$V_{y,T,Rd} = 513.07$ kN		
$N_{b,Rd} = 1433.50$ kN	$M_{y,c,Rd} = 148.52$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 24.21$ kN*m	$V_{z,Ed} = -31.06$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 148.52$ kN*m		$M_{N,z,Rd} = 24.21$ kN*m
	$V_{z,T,Rd} = 399.19$ kN		
	$M_{b,Rd} = 107.12$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 190.72$ kN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.69$
$L_{cr,low}=3.73$ m	$Lam_{LT} = 0.88$	$fi,LT = 1.00$	$XLT,mod = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/250.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 11 G+Q (9+3)*1.00

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/250.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 11 G+Q (9+3)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

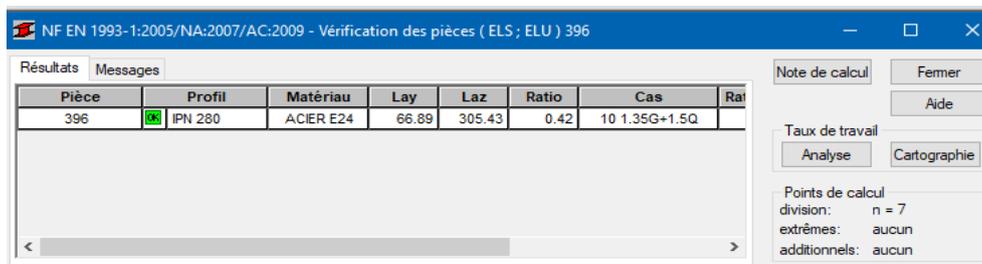


Figure VI.10 : Note de calcul de la poutre assemblée au contreventement en Y.

VI.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Il faut vérifier que : $\sum M_{résistants} > \sum M_{renversants}$

a) Les moments de renversements (séisme perpendiculaire à la façade principale)

Etages	Valeur (kN)	Z _j (m)	M _{Renversement} (KN.m)
4	2469	22.07	54490.83
3	4006.56	16.83	67430.404
2	5202.44	13.09	68099.93
1	6097.17	9.35	57008.54

RDC	6852.42	5.61	38442.076
------------	---------	------	-----------

Tableau VI.8 : Les moments de renversements (séisme perpendiculaire à la façade principale)

$$\sum M_{renversants} = 285471.78 \text{ KN}$$

b) Calcul des moments résistants pour $b = 46, 51m$:

Etages	Poids (KN)	Bras de leviers (m)	M _{Résistant} (KN.m)
4	10639.29	23.25	247363.5
3	8688.45	23.25	202006.46
2	8688.45	23.25	202006.46
1	9100.7	23.25	211591.275
RDC	12802.72	23.25	297663.24

Tableau VI.9 : Les moments résistants.

$$\sum M_{resistants} = 1160630.935 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$\sum M_{resistants} = 1160630.935 \text{ kN} > \sum M_{renversants} = 285471.78 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y'a pas risque de renversement vis-à-vis de la stabilité globale de la structure dans le sens le plus défavorable de séisme(E_x).

Chapitre VII

*Etude des
assemblages*

VII.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons intéresser à la liaison ou la continuité des composantes métalliques. Pour réaliser une ossature, les éléments (poteaux, poutres, et barres) doivent être réunir entre eux par des dispositifs particulière appelés «**assemblages**».

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus (pars soudure, boulonnage, rivetage ou par collage), de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre, tout en évitant de générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

En générale, On distingue les types d'assemblages suivants :

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages semi-rigides.

VII.2 Assemblage poutre-poutre (poutre principale-solive) :

Les solives sont articulées aux poutres principales par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 43,57kN$

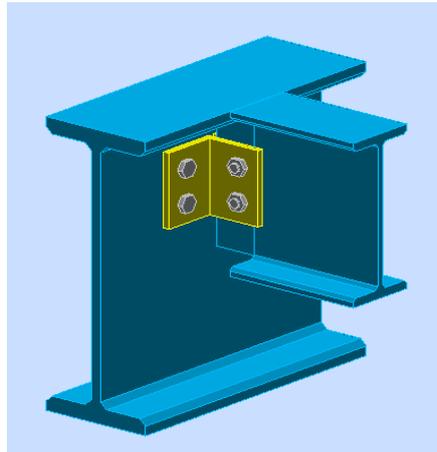


Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale

Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 8.8 caractérisé par :

$$\begin{cases} F_{yb} = 640 \text{ MPa} \\ F_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

VII.2.1 Epaisseur de la cornière :

On choisit une double dernière de (L50×50×5)

VII.2.2 Dimensionnement des boulons :

a) Coté solive

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,rd} = \frac{0,6A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$\gamma_{Mb} = 1,25$ à l'ELU (boulons de classe 8.8)

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} \text{ avec } \begin{cases} n : \text{nombre de boulon}, n = 2 \\ p : \text{nombre de plan de cisaillement}, p = 2 \end{cases}$$

$$F_{V,sd} = 10,89 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} = \frac{0,6A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{10,89 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 800}$$

$$A_s \geq 28,34 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M8 avec : $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$

b) Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M8 avec : $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$

c) Disposition constructive :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_1 = 50 \text{ mm} \\ e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{art 6.5.1.8 EC3})$$

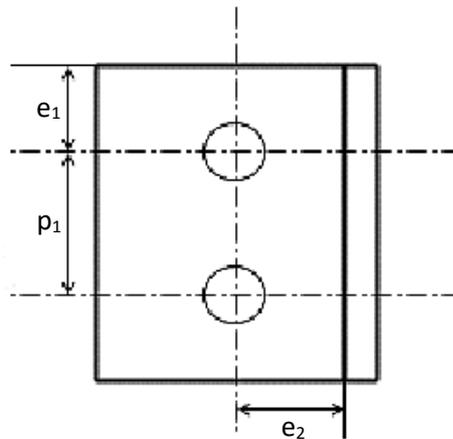


Figure VII.2 : Disposition géométrique des boulons (solive-poutre principale)

VII.2.3 Vérifications des boulons :

a) Assemblage long :

On doit vérifier que $L > 15d$

$$L = (n - 1)P_1 = 50 \text{ mm}$$

$15d = 120 \text{ mm} > L = 50 \text{ mm} \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long

b) La pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{F_{ub} \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 1 \times \frac{640 \times 8 \times 5}{1,25} \times 10^{-3} = 51,2 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 10,89 \text{ kN} < F_{b,rd} = 51,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.3 Assemblage poteau-poutre principale :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35G+1.5Q

$$\begin{cases} M_{sd} = 699,46 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 324,33 \text{ kN} \end{cases}$$

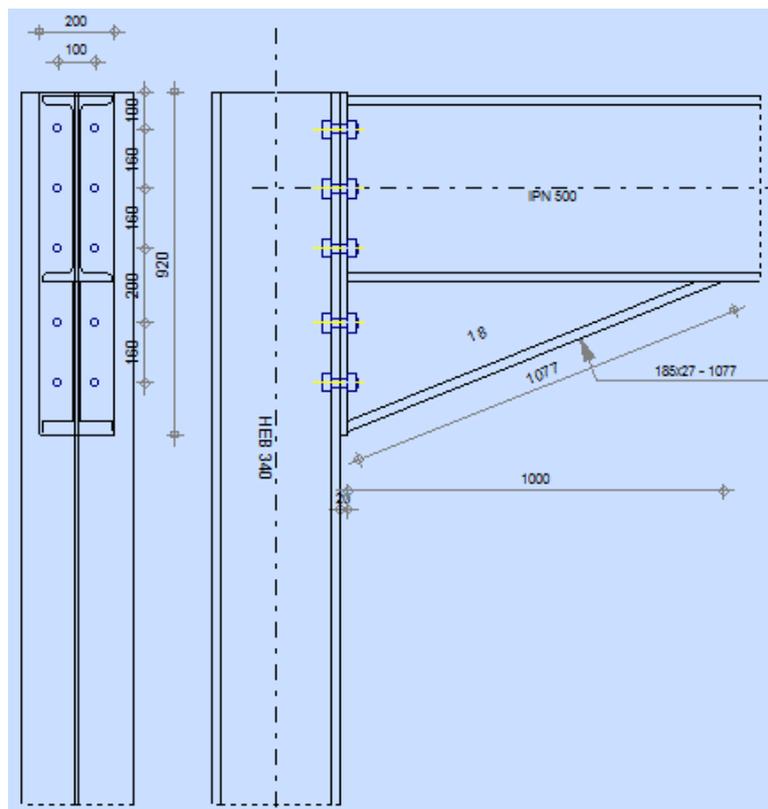


Figure VII.3 : Assemblage poteau-poutre principale

Boulon : {10 boulons HR de classe 10.9

Platine : {t = 20 mm

a) Dimensionnement des boulons :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\begin{cases} d_1 = 586,5 \text{ mm} \\ d_2 = 486,5 \text{ mm} \\ d_3 = 286,5 \text{ mm} \\ d_4 = 186,5 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 697529 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{699,46 \times 10^3 \times 586,5}{697529} = 588,123 \text{ kN} \\ N_2 = 487,846 \text{ kN} \\ N_3 = 287,29 \text{ kN} \\ N_4 = 187,01 \text{ kN} \end{cases}$$

Il faut que $N_1 \leq n \times F_{pcd}$ avec $F_{pcd} = 0,7f_{ub}A_s$ (F_{pcd} : force de précontrainte)

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,7f_{ub}n} \text{ Avec } n \text{ est le nombre de boulons par rangée}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{588,123 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 420,088 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre Boulon M27 $A_s=459 \text{ mm}^2$ de classe HR10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 459 = 321,3 \text{ kN}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p,cd}}{\gamma_{Ms}}$$

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

$$\mu = 0,3 \text{ (Classe C) (Coefficient de frottement)}$$

$K_s = 1$: Coefficient en fonction de la dimension des trous de perçage (trou nominal)

n : est le nombre de plan de cisaillement

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{324,33}{10} = 32,48 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 32,48 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 77,112 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à la traction :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 294,06 \text{ kN} < F_{t,Rd} = \frac{0,9A_sF_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 330,48 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,cd} - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (247,1 - 0,8 \times 294,06)}{1,25}$$

$$\Rightarrow V_{v,sd} = 32,48 \text{ kN} > F_{s,Rd} = 2,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

\Rightarrow On augmente la section du boulon \Rightarrow M30 As=561 mm² de classe HR10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 561 = 392,7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = 32,48 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 37,788 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que $F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$

$$\begin{cases} F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 294,06 \text{ kN} \\ B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 49,6 \times 20 \times 360}{1,5} \end{cases}$$

$$F_{t,sd} = 294,06 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 448,77 \text{ kN}$$

f) Disposition des boulons :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 1,2d_0 \leq e_1 \\ 1,2d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 100 \text{ mm} \\ p_2 = 100 \text{ mm} \\ e_1 = 100 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

g) Soudure de platine avec la poutre :

➤ **Calcul de la gorge :**

- **Gorge reliant l'âme à la platine :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 18 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 9 \rightarrow \text{Soit } a = 5 \text{ mm}$$

- **Gorge reliant les semelles à la platine :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times t_f \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 20 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 10 \rightarrow \text{Soit } a = 9 \text{ mm}$$

➤ **Vérification cordon de soudure :**

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} \leq F_{w,rd} = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\sqrt{2} \beta_w \gamma_{Mw}}$$

La longueur du cordon est donnée par la formule suivante : $\sum L = 704 \text{ mm}$

$\beta_w = 0,8$: Facteur de corrélation fonction de la nuance d'acier (S235)

$\gamma_{Mw} = 1,25$: Coefficient fonction de la nuance

$$N_{sd} = \frac{699,46}{0,5} = 1398,92 \text{ kN.m}$$

$$F_{W,rd} = \frac{9 \times 704 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 1612,88 \text{ kN.m}$$

$N_{sd} < F_{W,rd} \Rightarrow$ condition vérifiée

VII.4 Assemblage poteau-poteau (HEB340-HEB500) :

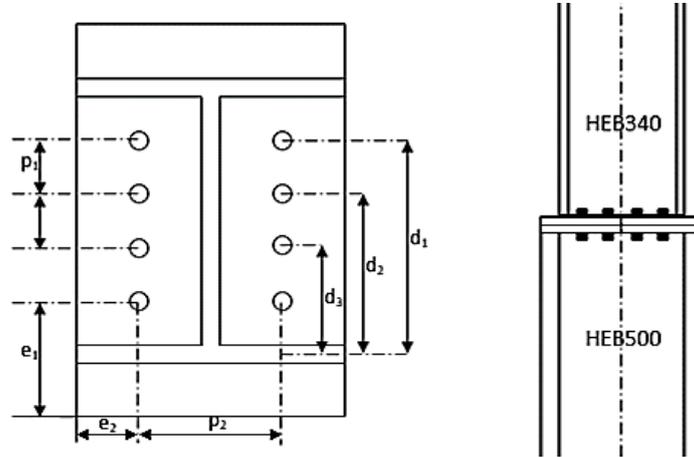


Figure VII.4 : Assemblage poteau-poteau (HEB340- HEB500)

Données de calcul :
$$\begin{cases} N_{sd} = 1640,5 \text{ kN} \\ M_{sd} = 223,5 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 84,83 \text{ kN} \end{cases}$$

Boulon : {8 boulons de classe HR10.9

Platine : {t = 20 mm

a) Dimensionnement des boulons :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\begin{cases} d_1 = 286,625 \text{ mm} \\ d_2 = 206,625 \text{ mm} \\ d_3 = 126,625 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 140881,67 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{223,5 \times 10^3 \times 286,625}{140881,67} = 454,71 \text{ kN} \\ N_2 = 327,79 \text{ kN} \\ N_3 = 200,88 \text{ kN} \end{cases}$$

Il faut que $N_1 \leq n \times F_{pcd}$ avec $F_{pcd} = 0,7 f_{ub} A_s$ (F_{pcd} : force de précontrainte)

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,7 f_{ub} n}$$
 Avec n est le nombre de boulons par rangée

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{454,71 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 324,79 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre Boulon M24 $A_s=452 \text{ mm}^2$ de classe HR10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 452 = 316,4 \text{ kN}$$

b) Vérification d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{84,83}{8} = 10,06 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$V \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,cd} - 0,8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

$$\mu = 0,3 \text{ (Classe C) (Coefficient de frottement)}$$

$$K_s = 1 : \text{Coefficient en fonction de la dimension des trous de perçage (trou nominal)}$$

n : est le nombre de plan de cisaillement

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{454,71}{2} = 227,355 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (316,4 - 0,8 \times 227,355)}{1,25}$$

$$\Rightarrow V = 10,06 \text{ kN} < F_{vsd} = 32,28 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que $F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$

$$\begin{cases} F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 227,355 \text{ kN} \\ B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 38,8 \times 20 \times 360}{1,5} \end{cases}$$

$$F_{t,sd} = 227,355 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 351,05 \text{ kN}$$

d) Disposition des boulons :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 1,2d_0 \leq e_1 \\ 1,2d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 80 \text{ mm} \\ p_2 = 150 \text{ mm} \\ e_1 = 130 \text{ mm} \\ e_2 = 75 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.5 Assemblage des contreventements :

VII.5.1 Assemblage gousset-nœud du portique :

Il s'agit de calculer des assemblages de contreventement, les éléments de contreventement sont des double cornière sollicité par :

$$\text{Un effort de traction : } N_{t,sd} = 871,27 \text{ kN}$$

L_y

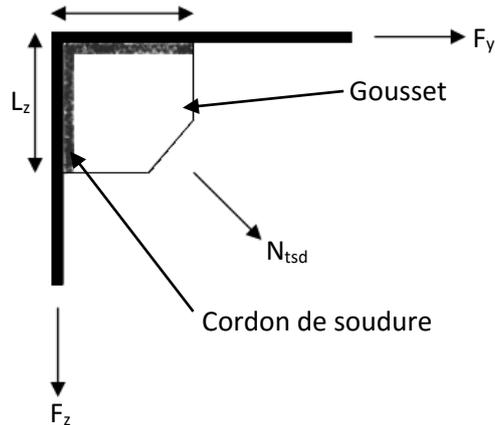


Figure VII.5 : Assemblage gousset-nœud du portique par cordon de soudure

a) Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur de gousset est donnée par le tableau suivant :

F (kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.1 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliquée

$$N_{sd} = 871,27 \text{ kN} \Rightarrow e = 14 \text{ mm}$$

b) Calcul de la gorge :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5t_{max}$$

t_{max} : Epaisseur maximale des pièces assemblées (gousset, semelle du poteau et la semelle de la poutre)

$$t_{max} = t_{f(HEB500)} = 28 \text{ mm} \Rightarrow 3 \leq a \leq 14 \text{ mm} \Rightarrow a = 12 \text{ mm}$$

c) La longueur du cordon de soudure :

La longueur du cordon est donnée par la formule suivante :

$$L \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N}{a f_u} \dots (1)$$

Il faut décomposer l'effort N en deux composante N_y et N_z

$$\tan \alpha = \frac{2,8}{4,82} \Rightarrow \alpha = 30,15^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_y = N_{sd} \cos \alpha = 753,38 \text{ kN} \\ N_z = N_{sd} \sin \alpha = 437,64 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{A partir l'équation (1)} \Rightarrow \begin{cases} L_y \geq 151,03 \text{ mm} \\ L_z \geq 87,73 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 160 \text{ mm} \\ L_z = 90 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.5.2 Assemblage gousset-diagonale :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée

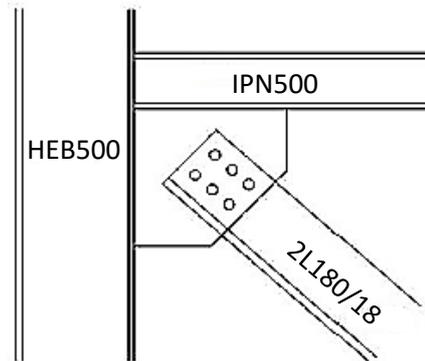


Figure VII.6 : Assemblage des diagonales sur le gousset

a) Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{vsd} = \frac{V}{n.p} = \frac{871,27}{6 \times 2} = 72,6 \text{ kN}$$

b) Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,rd} = \frac{0,6A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{72,6 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 800}$$

$$A_s \geq 189,06 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M18 avec : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

c) Disposition géométrique :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \\ 1,5d_0 \leq e_1 \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 90 \text{ mm} \\ p_2 = 90 \text{ mm} \\ e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

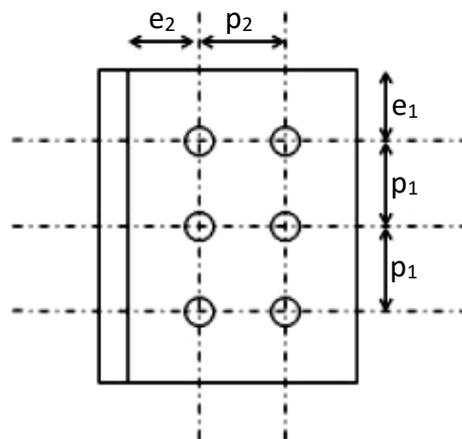


Figure VII.7 : Disposition géométrique des boulons de la diagonale

d) Vérification vis-à-vis de l'assemblage long :

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1)90 = 180 \text{ mm}$$

$15d = 15 \times 18 = 270 \text{ mm} > L = 180 \text{ mm} \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long

e) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} 1,25 ; \alpha = 0,66$$

$$t_p = \min(e_{gousset}; e_{cornière}) = 14$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 0,66 \times \frac{360 \times 18 \times 14}{1,25} \times 10^{-3} = 119,75 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 72,6 \text{ kN} < F_{b,rd} = 119,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification de la section nette de la cornière :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 18(180 - 2 \times 20) = 2560 \text{ mm}^2 \Rightarrow F_{t,Rd} = 1209,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{871,27}{6} = 145,21 \text{ kN}$$

VII.6 Calcul des pieds de poteaux :

Les bases des poteaux servent à transmettre les sollicitations appliquées à la construction aux fondations par l'intermédiaire des platines fixées à leurs pieds avec les tiges d'ancrages. Les tiges d'ancrage ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion.

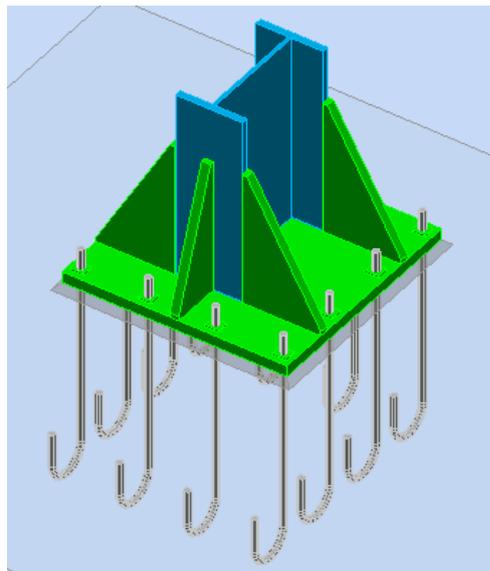


Figure VII.8 : Pied de poteau encastré

- $M = 132,65 \text{ kN.m}$
- $N = 7408,44 \text{ kN}$ (compression)
- $V = 110,4 \text{ kN}$

Avec la formule suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,167 \text{ MPa}$$

h, b : Hauteur et largeur de la platine.

On fixe $b = 1000 \text{ mm}$ et on calcul h

$$b \times \bar{\sigma}_b \times h^2 - N \times h - 6 \times M = 0 \Rightarrow h = 987,12 \text{ mm}$$

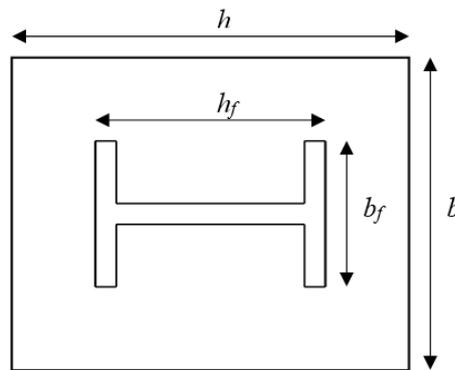


Figure VII.8 : Dimension de la platine

Alors on prend : $h = 1000 \text{ mm}$, $b = 1000 \text{ mm}$

➤ **Epaisseur de la palatine :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{132,65}{7408,44} = 17,9 \text{ mm}$$

$$e \leq \frac{h}{6} = 308 \text{ mm} \Rightarrow \text{Section entiereement comprimée}$$

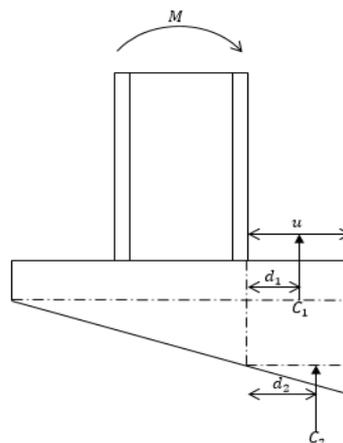


Figure VII.9: Distribution des contraintes sous la platine

Moment correspondent pour une bande unité [1cm]:

$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$; Avec :

$$d_1 = \frac{u}{2} = 125 \text{ mm} ; d_2 = \frac{2}{3} u = 166.67 \text{ mm}$$

$$C_1 = \sigma_1 \times u \times b$$

$$C_2 = (\sigma^{max} - \sigma_1) \frac{\mu}{2} \times b$$

$$\sigma^{max} = \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = 7,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{bh} = 7,4 \text{ Mpa}$$

$$C_1 = 1850000 \text{ N}$$

$$C_2 = 1250 \text{ N}$$

$$M = 231458337,5 \text{ N.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \quad ; \quad M_{ely} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{M_0}}{b \cdot f_y}}$$

$$\Rightarrow t \geq 29,08 \text{ mm} \Rightarrow t = 50 \text{ mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t = 50 \text{ mm}$

Le dimensionnement et la vérification de cet assemblage est donnée par le logiciel Robot par la note de calcul suivante :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3 : NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

Géométrie

Poteau

Profilé : HEB 550

$L_c = 5,00$ [m] Longueur du poteau

Matériau : ACIER E24

Platine de prescelllement

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 1000$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 50$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E42T

$f_{ypd} = 395,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 555,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangés des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 300 ; 300$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 200 ; 200$ [mm]

Bèche

Profilé : IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau : ACIER

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur

$l_s = 1000$ [mm] Longueur

$w_s = 1000$ [mm] Largeur

$h_s = 500$ [mm] Hauteur

$t_s = 40$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 4000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 4000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 500$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 15$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 15$ [mm] Bêche

$a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -7408,44$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 110,25$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 60,34$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 132,65$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 67,34$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c = 141$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 24,50$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 18339,66$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 8404,93$ [kN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 8404,93$ [kN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 6308,77$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 550$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 11467,63$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 4634,47$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 478$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = 9705,34$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 18339,66$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 8404,93$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 8404,93$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,40 < 1,00	vérifié	(0,40)
$M_{j,Rd,y} = 282,59$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,47 < 1,00	vérifié	(0,47)
$M_{j,Rd,z} = 147,19$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,93 < 1,00	vérifié	(0,93)

Cisaillement

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 1665,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 867,19$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 168,29$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 85,20$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 543,49$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 581,59$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 674,93$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 2222,53$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
---------------------------	--------------------------	-------------

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 3478,29$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 3373,29$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$s_d = 4,21$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_g = 31,12$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$t = 46,27$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_z = 80,26$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s_d = 19,41$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_g = 80,39$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$t = 71,98$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$s_z = 126,17$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,32 < 1,00$ **vérifié** (0,32)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$s^{\wedge} = 62,70$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 62,70$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$t_{yII} = 1,85$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$t_{zII} = 2,14$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,24 < 1,00$ **vérifié** (0,24)

$s^{\wedge} = 62,70$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{yII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u/(b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,37 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9} \quad (0,37)$$

$$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u/(b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,28 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9} \quad (0,28)$$

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parall\u00e8le \u00e0 l'\u00e2me (sur le prolongement de l'\u00e2me du poteau)

$s^{\wedge} = 58,89$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 58,89$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 61,70$ [MPa] Contrainte tangentielle parall\u00e8le [4.5.3.(7)]

$s_z = 159,04$ [MPa] Contrainte totale \u00e9quivalente [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coefficient d\u00e9pendant de la r\u00e9sistance [4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u/(b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,46 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9} \quad (0,46)$$

Raidisseur perpendiculaire \u00e0 l'\u00e2me (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} = 142,51$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 142,51$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 95,97$ [MPa] Contrainte tangentielle parall\u00e8le [4.5.3.(7)]

$s_z = 329,95$ [MPa] Contrainte totale \u00e9quivalente [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coefficient d\u00e9pendant de la r\u00e9sistance [4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u/(b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,96 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9} \quad (0,96)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parall\u00e8le \u00e0 l'\u00e2me (sur le prolongement de l'\u00e2me du poteau)

$s^{\wedge} = 96,94$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 96,94$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 81,58$ [MPa] Contrainte tangentielle parall\u00e8le [4.5.3.(7)]

$s_z = 239,92$ [MPa] Contrainte totale \u00e9quivalente [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coefficient d\u00e9pendant de la r\u00e9sistance [4.5.3.(7)]

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u/(b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1) } 0,46 < 1,00 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9} \quad (0,46)$$

Raidisseur perpendiculaire \u00e0 l'\u00e2me (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} = 96,94$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 96,94$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 118,30$ [MPa] Contrainte tangentielle parall\u00e8le [4.5.3.(7)]

$s_z = 282,10$ [MPa] Contrainte totale \u00e9quivalente [4.5.3.(7)]

$s^{\wedge} = 96,94$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,54 < 1,00$ **vérifié** (0,54)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 51$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 84$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,y} = 0,23$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 1612114,14$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 1722306,60$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 70$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 19$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,z} = 0,74$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 1676119,21$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 164768,94$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ **RIGIDE** [5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible :

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,96
--	-------	------

Chapitre VIII

Etude de

l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, elles permettent la transmission de toutes les sollicitations de la superstructure au sol tout en assurant la stabilité générale de la structure.

L'étude de l'infrastructure exige la reconnaissance géotechnique du sol d'assise, car l'étude des fondations et leur dimensionnement dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VIII.2 Choix de type de fondations :

Le choix de type de fondation s'effectue à base des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La profondeur du bon sol.
- La distance entre axe des poteaux.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

- Selon le rapport géotechnique du sol la contrainte admissible est égale à **1.2 bars**.

Afin de choisir le type de fondation qui convient à la structure étudiée, on procède d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces dernières ne passent pas on opte alors pour un radier général.

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 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VIII.2.2 Vérification des semelles isolées :

A partir des sollicitations données par le logiciel ROBOT, on tire l'effort normal maximal pour le poteau le plus sollicité sous la combinaison $G + Q + E_x$:

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Soit : } S = A \times B = A^2$$

$$D'où : \quad A > \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{5255.92}{2 \times 1.2 \times 10^2}} = 4.68m$$

Soit $A = B = 5 \text{ m}$

Remarque :

Vu le chevauchement entre les semelles isolées en tenant compte des entre axes des poteaux, ces dernières ne peuvent pas être adoptées.

VIII.2.3 Vérification des semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec : $N : \sum N_i$ (pour chaque file de poteaux)

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle filante.

L : Longueur de la file considéré $L = 44.05$ m

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Les efforts normaux appliqués aux différents poteaux, donnés par le logiciel ROBOT sous la combinaison $G + Q - E_x$ sont représentés dans le tableau suivant :

N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7
1453.94	5148.49	3828.04	2621.18	2773.37	2299.27	1880.97

Tableau VII.1 : sollicitations sur la semelle filante.

A.N :

$$B \geq \frac{20005.26}{44.05 \times 1.2 \times 10^2} \Rightarrow B \geq 3.78 \text{ m}$$

En plus de l'effort normal, les semelles filantes seront sollicitées par les charges revenant à l'exploitation du sous-sol à usage de parking qui n'ont pas été prises en compte dans le modèle :

$$N_{semelle} = N + G \times S_{semelle} + Q \times S_{semelle} + poids_{remblés}$$

$$N_{semelle} = 20005.26 + 6.76 \times 454.8 + 2.5 \times 454.8 + 13416.3 = 37633 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{37633}{44.05 \times 1.2 \times 10^2} \Rightarrow B \geq 7.1 \text{ m}$$

Remarque :

Pour éviter le surdimensionnement des semelles filantes ainsi que leur chevauchement dans quelques zones. Nous avons opté pour un radier général renversé qui permettra d'une part l'exploitation de sous-sol à usage parking et de supporter la structure d'une autre part.

VIII.3 Calcul des fondations :

VIII.3.1 Définition du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle sous forme d'une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Ce système permet une bonne répartition des charges surtout en cas de sol d'une qualité peu fiable. Le rôle principal du radier consiste à soutenir la future structure.

VIII.3.2 Calcul de la surface de radier :

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bar.}$$

$$S_{bat} = 1937.21 \text{ m}^2.$$

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{112107.6}{120} = 934.23 \text{ m}^2$$

On prend la surface du radier égale à la surface du bâtiment : $S_{radier} = S_{bat} = 1937.21 \text{ m}^2$

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature (dans le cas de la structure étudiée les nervures seront orientées vers le bas afin de permettre la réalisation du sous-sol). Le calcul du radier se fait sur le principe d'une plaque. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

Condition de coffrage :

➤ **Les nervures :**

Sens Y-Y :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec l_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nus d'appuis qui égale à 7.38 m

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{738}{10} = 73.8 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 75 \text{ cm}$$

Sens X-X :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec l_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nus d'appuis qui égale à 8.35 m

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{835}{10} = 83.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 85 \text{ cm}$$

➤ **La dalle :**

On prend le plus grand panneau de la structure étudiée avec ($l_x = 7.38 \text{ m}$; $l_y = 8.35 \text{ m}$)

$$\frac{l_x}{20} \leq h_0 \Rightarrow \frac{835}{20} = 41.75 \leq h_0 \quad \text{On prend : } h_0 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e = \left[\frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{\frac{1}{4}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$)

b : Largeur du radier (bonde de 1m).

A partir de la condition de rigidité on aura donc :

Sens Y-Y (repère global) :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; 0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 7.38^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \\ 0.3 \times 1.25 \leq b \leq 0.7 \times 1.25 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} h_t = 1.25 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} \end{cases}$$

Sens X-X (repère global) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 8.35^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \\ 0.3 \times 1.45 \leq b_0 \leq 0.7 \times 1.45 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} h_t = 1.45 \text{ m} \\ b_0 = 0.7 \text{ m} \end{cases}$$

A partir des conditions précédentes on aura :

$$\begin{cases} h_{t(\text{sens Y-Y})} = 125 \text{ cm} ; h_{t(\text{sens X-X})} = 145 \text{ cm} \\ h_0 = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

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 $N = 123736.44 \text{ KN}$

$F_s = 1.5$ (Coefficient de sécurité).

$H = 4 \text{ m}$ (Hauteur d'ancrage du bâtiment).

$S_{rad} = 1937.21 \text{ m}^2$

$\gamma_w = 10 \text{ KN / m}^3$

A.N : $F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 1.5 \times 4 \times 1937.21 \times 10 = 116232.6 \text{ KN}$

$N > 116232.6 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

VIII.3.4.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal à l'ELU apporté par le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : Hauteur de la nervure du radier.

$U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_0 \\ B = b + h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 100 + 45 = 145 \text{ cm} \\ B = 100 + 45 = 145 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } a \text{ et } b : \text{ dimensions du la platine.}$$

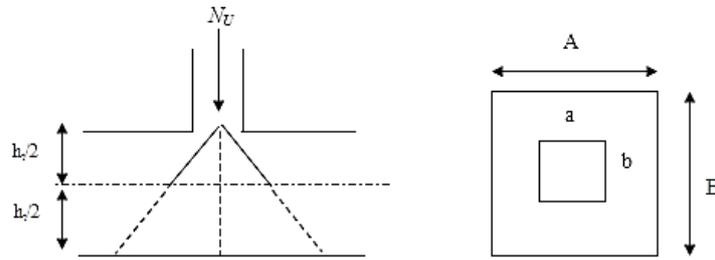


Figure VIII.1 : Zone d'impact de la charge concentrée.

On trouve : $U_c = 2 \times (145 + 145) = 580 \text{ cm} = 5.8 \text{ m}$

$$A.N : 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.8 \times 1.45 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 6307.5 \text{ KN}$$

$N_u = 6307.5 \text{ KN} < 7950 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

VIII.3.4.3 Vérification au cisaillement :

Il faut que la condition suivante soit satisfaite : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

b : On prend une bonde de 1m.

$$d = 0.9h_0 = 0.405 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow F.P.N \\ \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \rightarrow F.N \text{ et } F.T.N \end{cases}$$

Selon le rapport du sol, le site d'implantation est un site plat qui risque la stagnation des eaux pluviales donc la fissuration considérée nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{N_{utot} \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{157392 \times 8.35}{2 \times 1937.21} = 339.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{339.2}{1 \times 0.405} = 837.53 \text{ Kpa} = 0.837 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.4.4 Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

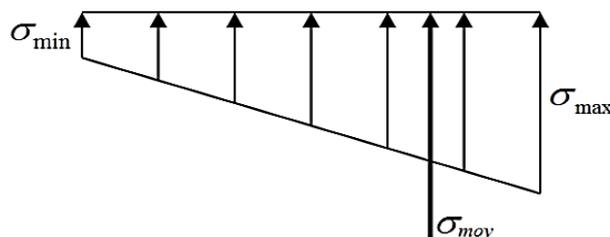


Figure VIII.2 : Distribution des contraintes sous le radier.

Remarque :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'air du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties leur diagramme est trapézoïdal ou triangulaire.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 312697.15m^4, \text{ et } X_G = 22 \text{ m}$$

$$I_y = 313744.89 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 21.6 \text{ m}$$

D'après le logiciel **ROBOT** on tire les sollicitations suivantes :

$$M_x = 1744045.25KN.m \quad M_y = 1794760.71KN.m$$

$$N = 112107.6 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser \text{ tot}}}{S_{radier}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_G \quad \text{Tel que :}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_{ser \text{ tot}}}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{112107.6}{1937.21} + \frac{1794760.71}{313744.89} \times 22 = 0.184 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = \frac{N_{ser \text{ tot}}}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{112107.6}{1937.21} - \frac{1794760.71}{313744.89} \times 22 = -0.068 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Avec :

$N_{ser \text{ tot}}$: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.184 + (-0.068)}{4} = 0.121 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser \text{ tot}}}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \quad \text{Tel que :}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_{ser \text{ tot}}}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{112107.6}{1937.21} + \frac{1744045.25}{312697.15} \times 21.6 = 0.178 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = \frac{112107.6}{1937.21} - \frac{1744045.25}{312697.15} \times 21.6 = -0.063 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.178 + (-0.063)}{4} = 0.118 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.12 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3.5 Ferrailage du radier :

Le radier est assimilé à une dalle pleine composée de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés, sollicités par la charge du sol. Il sera calculé à la flexion simple.

On prend le panneau le plus défavorable : $\begin{cases} L_x = 7.38 \text{ m} \\ L_y = 8.35 \text{ m} \end{cases}$

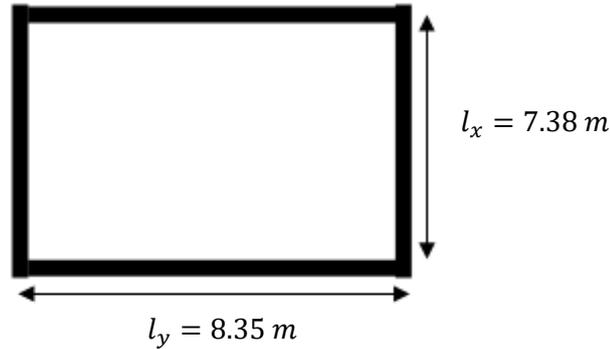


Figure VIII.3 : Dimensions du panneau le plus sollicité.

On doit vérifier que : $\begin{cases} 0 < \rho < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens.} \\ 0.4 \leq \rho < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur les deux sens.} \end{cases}$

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7.38}{8.35} = 0.88 \Rightarrow$ Don la dalle du radier porte sur les deux sens.

Dans le but d'homogénéiser et faciliter l'exécution du ferrailage du radier, on adoptera le ferrailage du panneau le plus sollicité pour tout le reste des panneaux.

VIII.3.5.1 Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{157392}{1937.21} = 81.247 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec :}$$

N : effort normal ramené par la superstructure à l'ELU.

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = \frac{112107.6}{1937.21} = 57.87 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec :}$$

N_s : effort normal ramené par la superstructure à l'ELS.

➤ **ELU :**

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 81.247 \times 7.38^2 = 201.78 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7834 \times 201.78 = 158.074 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 151.335 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 118.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 100.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_{0y} = 79.037 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

Moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0528 \times 57.87 \times 7.38^2 = 166.417 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8502 \times 166.417 = 141.487 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 124.812 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 106.115 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 83.208 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_{0y} = 70.743 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une section de (1m × 0.45m)

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ le minimum d'armature recommandé par le BAEL est :

$$A_{minx} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.88)}{2} \times 100 \times 45 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		M_u (KN .m)	$A_{Calculée}$ (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/m)	Choix /ml (cm^2)
Travée	X-X	151.335	11.26	3.81	11.26	5HA20 = 15.71 cm^2
	Y-Y	118.55	8.75	3.6	8.75	5HA16 = 10.05 cm^2
Appuis	X-X	100.89	7.42	3.81	7.42	5HA16 = 10.05 cm^2
	Y-Y	79.037	5.78	3.6	5.78	5HA14 = 7.7 cm^2

Tableau VIII.2 : Le ferrailage du panneau le plus sollicité.

➤ **Espacement des armatures :**

$$\{ \text{Armatures // } L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\{ \text{Armatures // } L_y : S_y = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

VIII.3.5.2 Vérifications :

➤ **ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 199.8 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 235.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{235.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 0.58 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.05}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.05}{1.15} \times 25 = 1.087 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.58 \text{ Mpa} < 1.087 \text{ Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow 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 :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \end{cases}$$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		M_u (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
Travée	X-X	151.335	11.26	10.05	185339	6.77	Vérifiée
	Y-Y	118.55	8.75	9.018	150431	6.36	Vérifiée
Appuis	X-X	100.89	7.42	8.388	130896	5.33	Vérifiée
	Y-Y	79.037	5.78	7.506	105639	5.026	Vérifiée

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **La vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa.}$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		M_u (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	Observation
Travée	X-X	151.335	11.26	10.05	185339	302.46	Non Vérifiée
	Y-Y	118.55	8.75	9.018	150431	327.82	Non Vérifiée
Appuis	X-X	100.89	7.42	8.388	130896	301.42	Non Vérifiée
	Y-Y	79.037	5.78	7.506	105639	326.40	Non Vérifiée

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans l'acier.

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferrailage, les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		A_{adop} (cm ² /ml)	Choix /ml (cm ²)
Travée	X-X	16.89	5HA25 = 24.54 cm ²
	Y-Y	14.22	5HA20 = 15.71cm ²
Appuis	X-X	11.092	5HA20 = 15.71cm ²
	Y-Y	9.35	5HA16 = 10.05 cm ²

Tableau VIII.5 : Section d'armatures choisies.

➤ **Espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x: S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte un espacement de 20 cm dans les deux sens.

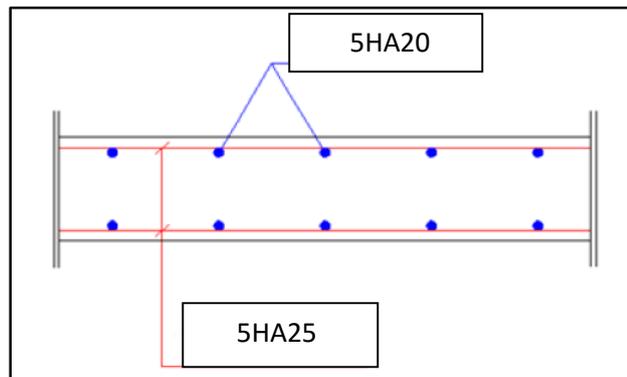


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage du radier.

VIII.3.6 Calcul des nervures :

Les nervures sont des poutres en té noyées dans le radier, servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures qui se propagent avec un angle de 45°, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

– p_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

➤ Charge trapézoïdale :

$$p_m = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q \times l_x}{2}$$

➤ Charge triangulaire :

$$p_m = \frac{q \times l_x}{3}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est égal au maximum des deux efforts V et V' :

$$\begin{cases} V = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \\ V' = \frac{-p \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \end{cases} \text{ Avec } M_g \text{ et } M_d : \text{moments aux appuis gauche et droite respectivement.}$$

$$q_u = 81.247 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_s = 57.87 \text{ KN/m}^2$$

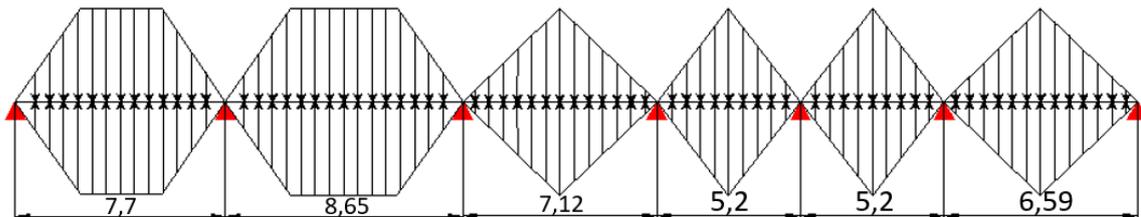


Figure VIII.5 : Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X.

VIII.3.6.1 Calcul des sollicitations :

➤ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

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 :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ Moments en travées :

$$M_{t(x)} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur les appuis de gauche et droite respectivement.

➤ **Sens longitudinale (X-X) :**

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	826.46	1176.82
$M_s(KN.m)$	588.7	838.23

Tableau VIII.6 : Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens longitudinal.

➤ **Sens longitudinale (Y-Y) :**

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	1020.12	662.94
$M_s(KN.m)$	726.62	472.2

Tableau VIII.7 : Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal.

VIII.3.6.2 Ferrailage des nervures :

Le ferrailage sera calculé à la flexion simple pour une section en T.

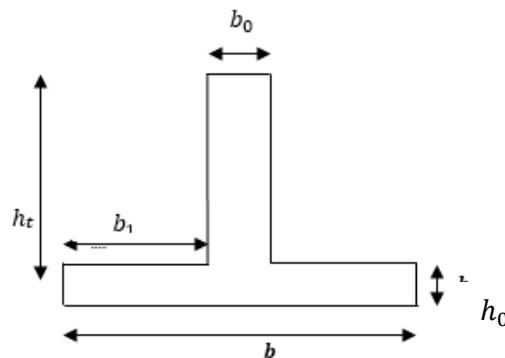


Figure VIII.6 : Section à ferrailler.

Sens X-X :

$$h_t = 1.45 \text{ m} ; b_0 = 0.7 \text{ m} \quad h_0 = 0.45 \text{ m} \quad d = 1.305 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.835; 3.69) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 1m donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2.7 \text{ m}$

Il faut comparer entre : $M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ et $M_{travée} = 826.46 \text{ KN.m}$

-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 : $M_{tu} = 20224.68 \text{ KN.m} > M_{travée} = 826.46 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	826.46	17.348	11.83	17.348
	Appui	1176.82	24.946	11.83	24.946

Tableau VIII.8 : Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.

Sens Y-Y :

$$h_t = 1.25 \text{ m} ; b_0 = 0.65 \text{ m} \quad h_0 = 0.45 \text{ m} \quad d = 1.125 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.835; 3.69) \text{ m}$$

On prend le b_1 égale à : 0.9 m donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2.45 \text{ m}$

On a : $M_{tu} = 15228.2 \text{ KN.m} > M_{travée} = 1020.12 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Y-Y	Travée	1020.12	25.46	9.41	25.46
	Appui	662.94	16.3	9.41	16.3

Tableau VIII.9 : Résumé des résultats de ferrailage sens Y-Y.

VIII.3.6.3 Les vérifications :

➤ **ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{Mpa})$	$\bar{\tau}(\text{Mpa})$	Observation
Y-Y	847.285	1.086	2.5	Vérifiée
X-X	926.198	0.945	2.5	Vérifiée

Tableau VIII.10 : Vérification de l'effort tranchant.

➤ **ELS :**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		<i>M</i> (KN.m)	<i>A</i> _{adoptée} (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
X-X	Travée	826.46	17.348	28.75	3.775×10^6	4.48	Vérifiée
X-X	Appuis	1176.82	24.946	33.71	5.121×10^6	5.51	Vérifiée
Y-Y	Travée	1020.12	25.46	32.13	3.667×10^6	6.36	Vérifiée
Y-Y	Appuis	662.94	16.3	26.52	2.54×10^6	4.92	Vérifiée

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes dans le béton.

➤ **La vérification des contraintes dans l'acier :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

		<i>M</i> (KN.m)	<i>A</i> _{adoptée} (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	Observation
X-X	Travée	826.46	17.348	28.75	3.775×10^6	260.208	Non Vérifiée
X-X	Appuis	1176.82	24.946	33.71	5.121×10^6	260.95	Non Vérifiée
Y-Y	Travée	1020.12	25.46	32.13	3.667×10^6	261.14	Non Vérifiée
Y-Y	Appuis	662.94	16.3	26.52	2.54×10^6	260.6	Non Vérifiée

Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes dans l'acier.

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées en travée et en appuis donc on doit augmenter les sections du ferrailage, les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		<i>A</i> _{adop} (cm ² /ml)	Choix (cm ²)
X-X	Travée	22.38	6HA16 + 6HA16 = 24.12cm ²
X-X	Appuis	32.28	6HA20 + 8HA16 = 34.93cm ²
Y-Y	Travée	32.97	6HA20 + 8HA16 = 34.93cm ²
Y-Y	Appuis	21.06	6HA16 + 6HA16 = 24.12cm ²

Tableau VIII.13 : Section d'armatures choisies.

➤ **Armatures transversales :**

➤ **Sens X-X :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(41.42; 70; 16) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(36.25; 12) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 12 cm

➤ **Sens Y-Y :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(35.71; 65; 16) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(31.25; 12) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 12 cm

Remarque : On adopte des armatures de peau avec un diamètre de 16 mm, vu la hauteur importante de la section ferraillée.

VIII 3.6.4 Schémas de ferrailage des nervures (XX) :

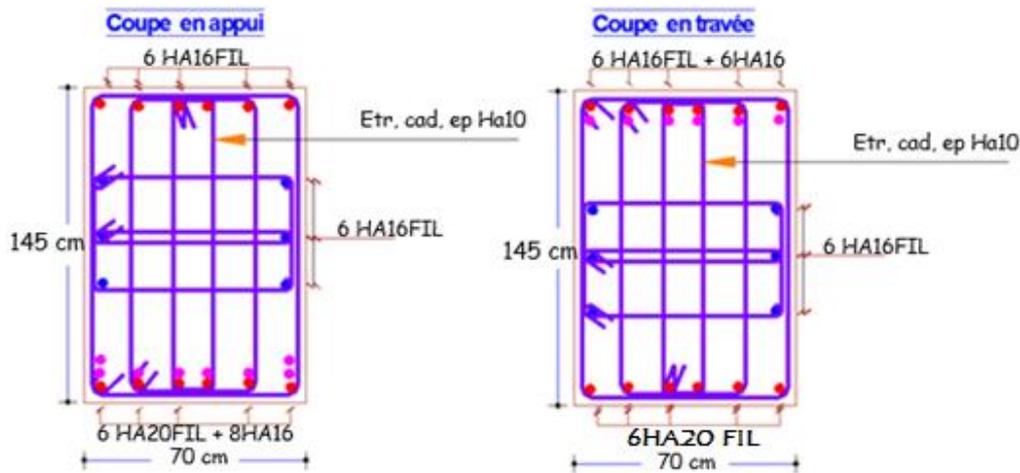


Figure VIII.7 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.

VIII.4 : Voile périphérique :

VIII.4.1 Définition :

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le RDC. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures seront constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontale et vertical.)
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Le voile de l'infrastructure étudiée est un voile périphérique, réalisé à une profondeur de 3.74 m avec une épaisseur de 0.2 m en béton armé. Il permettra la réalisation du sous-sol d'une part et de supporter les charges de la poussée des terres d'une autre part.

VIII.4.2 Dimensionnement du voile :

- Hauteur : 3.74 m
- Longueur : 11.1 m
- Epaisseur : 20 cm

VIII.4.3 Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 19.8 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 39^\circ$
- La cohésion : $C = 0.41 \text{ bars}$

VIII.4.4 Evaluation des charges sur le voile :

Le voile périphérique est soumis à la poussée des terres :

A la base du rideau la pression est égale à : $p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h \times A$ avec :

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot- Kérisel**.

$$A = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{39}{2} \right) = 0.227$$

$$p = 0.5 \times 19.8 \times 3.74 \times 0.227 = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35p = 11.34 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = p = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

VIII.4.5 Ferrailage du voile :

Le voile de l'infrastructure sera calculé comme une dalle pleine encadrée sur son contour et uniformément chargés. L'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

On effectue le calcul de ferrailage sur le panneau le plus défavorable, ayant la plus grande portée dans l'une de ces dimensions.

Les dimensions du panneau sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.74 \text{ m} \\ l_y = 11.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{11.1} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur un seul sens.}$$

La dalle sera calculée selon la portée la plus défavorable (l_x)

VIII.4.5.1 Calcul des sollicitations :

➤ **ELU :**

$$\mu_x = 0.1101$$

$$M_{x0} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1101 \times 11.34 \times 3.74^2 = 17.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_{x0} = 13.095 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5M_{x0} = 8.73 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$\mu_x = 0.1121$$

$$M_{x0} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1121 \times 8.40 \times 3.74^2 = 13.17 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_{x0} = 9.87 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5M_{x0} = 6.58 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage sera calculé pour une section de $(1 \times 0.2)m^2$, avec une section minimale d'armatures exigée par le **RPA** qui égale

à : $A = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2cm^2/ml$

Le calcul des sections d'armatures est récapitulé dans le tableau ci- dessous :

		$M(KN.m)$	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
Travée	X-	13.095	2.56	2	2.56
Appuis	X-	8.73	1.69	2	2

Tableau VIII.14 : Calcul des sections d'armatures pour le ferrailage du voile.

VIII.4.5.2 Vérifications :

➤ **ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$$

$$A_t = 2.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée} \Rightarrow \text{On doit augmenter la section d'armatures en appuis.}$$

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{11.34 \times 11.1}{2} = 62.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{62.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.35 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

On doit vérifier les contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(2 \frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

La vérification des contraintes est résumée dans les deux tableaux ci- dessous :

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	Observation
Travée	X-X	13.095	3.25	8404.3	4.26	Vérifiée
Appuis	X-X	8.73	2.69	5839.9	3.38	Vérifiée

Tableau VIII.15 : Vérification des contraintes dans le béton (voile).

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	Observation
Travée	X-X	13.095	3.25	8404.3	270.33	Non vérifiée
Appuis	X-X	8.73	2.69	5839.9	269.85	Non vérifiée

Tableau VIII.16 : Vérification des contraintes dans l'acier (voile).

Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées en travée et en appuis donc on doit augmenter les sections du ferrailage, les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		A _{adop} (cm ² /ml)	Choix (cm ²)
X-X	Travée	3.43	4HA12 = 4.52cm ²
X-X	Appuis	2.26	4HA10 = 3.14 cm ²

Tableau VIII.17 : Section d'armatures choisies.

➤ **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } XX : S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } YY : S_t \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le ferrailage du voile suivant la grande portée (l_y) , on adoptera des armatures de répartitions ($A_y = \left(\frac{A_x}{4}\right)$) vu que c'est le sens le moins sollicité, tout en respectant la condition exigée par le **BAEL** (section minimale d'armatures égale à 2cm²)

Les sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

		$A_{adop} (cm^2/ml)$	Choix (cm^2)
Y-Y	Travée	3.13	$4HA10 = 3.14cm^2$
Y-Y	Appuis	2.78	$4HA10 = 3.14 cm^2$

Tableau VIII.18 : Section d'armatures choisies.

VIII.4.5.3 Schéma de ferrailage du voile :

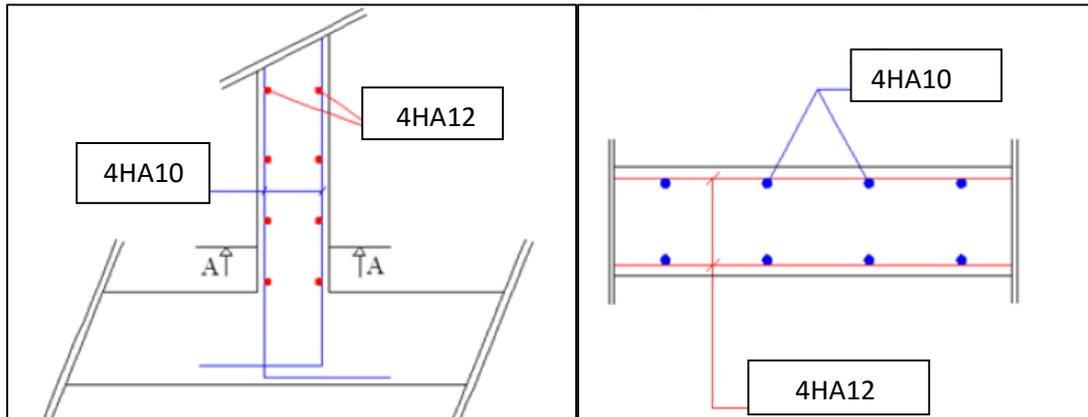


Figure VIII.8 : Schéma du ferrailage du voile.

Conclusion
générale

Conclusion générale

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons eu l'opportunité d'étudier un centre commercial en R+4 classé comme un projet de grande importance selon le règlement parasismique algérien (**RPA99version 2003**). Ce qui nous a permis d'exploiter et d'améliorer nos connaissances acquises durant notre formation académique en génie civil d'une part et, de se familiariser avec les différents règlements techniques de conception d'une autre part, tout en nous procurant une idée plus claire sur la vie professionnelle.

A travers cette étude, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Vu l'importance des charges et surcharges sollicitant la structure, nous avons augmenté la rigidité des éléments porteurs afin de répondre aux différentes vérifications en vigueur, ce qui nous a emmené à l'utilisation des profilés de section importante à savoir : poutre IPN 600, poteaux à section PRS composée du profilé HEB renforcé en demi section (T).
- Le séisme est plus défavorable par rapport au vent dans notre cas, ce qui est justifié par l'importance du poids de la structure.
- La disposition des contreventements influe directement sur le comportement dynamique de la construction, ceci nous a mis dans l'obligation d'essayer plusieurs dispositions et d'en adopter la plus adéquate tout en évitant la torsion dans les premiers modes.
- La modélisation d'un plancher mixte comme un diaphragme infiniment rigide à une grande efficacité sur la transmission des charges.
- L'importance des sollicitations ramenées par la superstructure et la faible contrainte de sol, nous a mis dans l'obligation de réaliser un radier général qui assure une stabilité supplémentaire pour la structure.
- La réalisation d'un chaînage nous a permis de réduire les sections des solives dans les grandes travées.
- La modélisation avec le logiciel des éléments finis ROBOT nous a permis d'analyser le comportement dynamique de la structure ainsi que d'effectuer la vérification de l'ossature.

Enfin, il est important de dire qu'il nous reste beaucoup de connaissances à acquérir dans le domaine de génie civil vu sa variété et sa diversité. Nous présentons donc une grande volonté pour le savoir ce qui nous guidera vers la réussite.

Nous souhaitant que ce travail soit bénéfique pour les générations à venir.

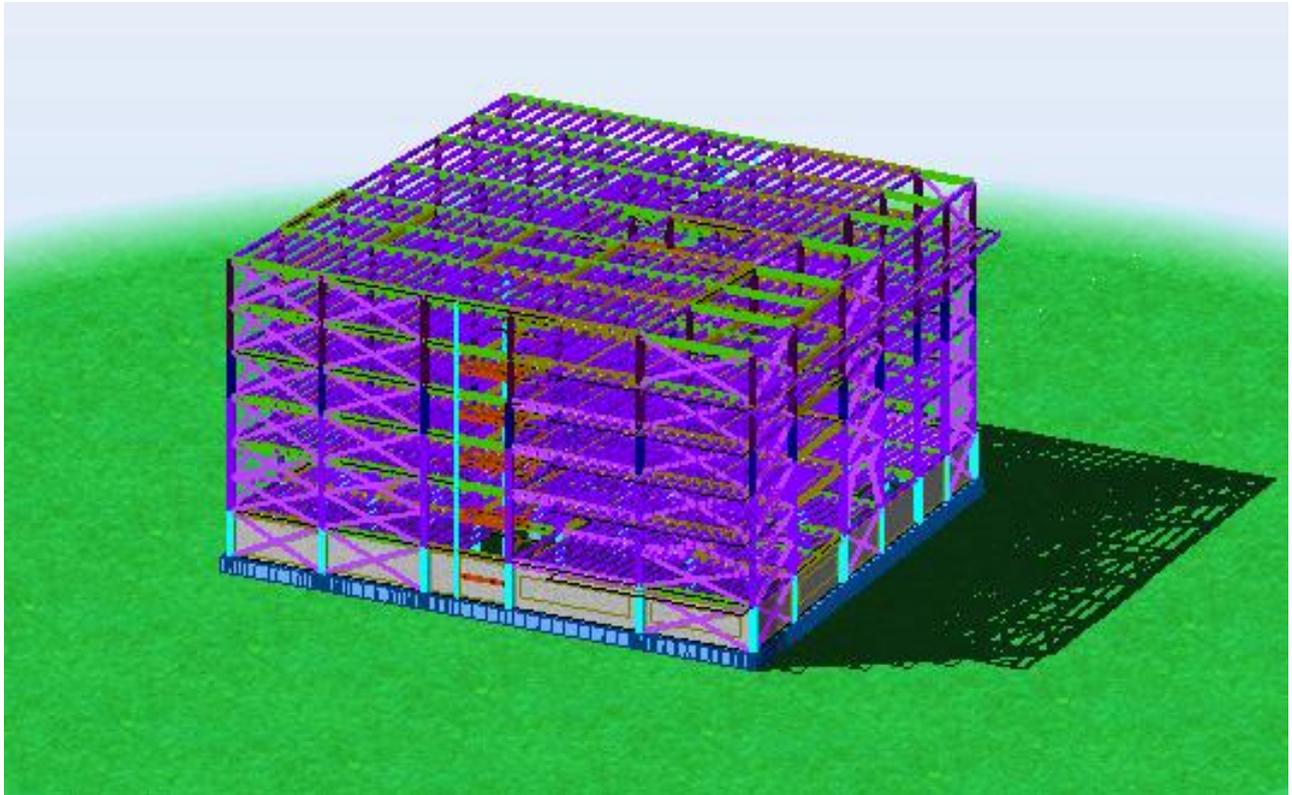
Bibliographie

Bibliographie

- Règlement Neige et Vent Algérien version 2013, 2ème 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.
- B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- Dj. BENYESSAD, cours de constructions métalliques 1ère année Master.
- H.CHAIK AMER, cours de Béton Armé 1ère année Master.
- TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.

Annexes

Vue en 3D de la structure



Les combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
9 (C)	G	naison linéaire	ELU	permanente	(1+2)*1.00
10 (C)	1.35G+1.5Q	naison linéaire	ELU	permanente	3*1.50+9*1.35
11 (C)	G+Q	naison linéaire	ELS	permanente	(9+3)*1.00
12 (C)	1.35G+1.5S	naison linéaire	ELU	permanente	9*1.35+5*1.50
13 (C)	1.35(G+Q+S)	naison linéaire	ELU	permanente	(9+3+5)*1.35
14 (C)	1.35(G+Q+W)	naison linéaire	ELU	permanente	(9+3+4)*1.35
15 (C)	G+S	naison linéaire	ELS	permanente	(9+5)*1.00
16 (C)	G+W	naison linéaire	ELS	permanente	(9+4)*1.00
17 (C)	G+0.9(Q+S)	naison linéaire	ELS	permanente	9*1.00+(3+5)*0.90
18 (C)	G+0.9(Q+W)	naison linéaire	ELS	permanente	9*1.00+(3+4)*0.90
19 (C) (CQC)	G+Q+Ex	naison linéaire	ACC	sismique	(9+3+7)*1.00
20 (C) (CQC)	G+Q-Ex	naison linéaire	ACC	sismique	(9+3)*1.00+7*-1.00
21 (C) (CQC)	G+Q+Ey	naison linéaire	ACC	sismique	(9+3+8)*1.00
22 (C) (CQC)	G+Q-Ey	naison linéaire	ACC	sismique	(9+3)*1.00+8*-1.00
23 (C) (CQC)	0.8G+Ex	naison linéaire	ACC	sismique	9*0.80+7*1.00
24 (C) (CQC)	0.8G-Ex	naison linéaire	ACC	sismique	9*0.80+7*-1.00
25 (C) (CQC)	0.8G+Ey	naison linéaire	ACC	sismique	9*0.80+8*1.00
26 (C) (CQC)	0.8G-Ey	naison linéaire	ACC	sismique	9*0.80+8*-1.00
31 (C)	poussé+G)+1.5Q	naison linéaire	ELU	permanente	(9+27)*1.35+3*1.50
32 (C)	(poussé+G)+Q	naison linéaire	ELS	permanente	(3+9+27)*1.00
33 (C)	G+0.6Q	naison linéaire	ELU	permanente	3*0.60+9*1.00

Tableau des armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

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

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficient de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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	0.0617	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					

Etude 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
$\varnothing_{Bardelle}$ (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\varnothing_{Clé}$ (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.5	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

	Boulons ordinaires					Boulons HR	
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \dots$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} \dots$ (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

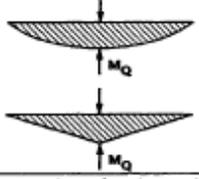
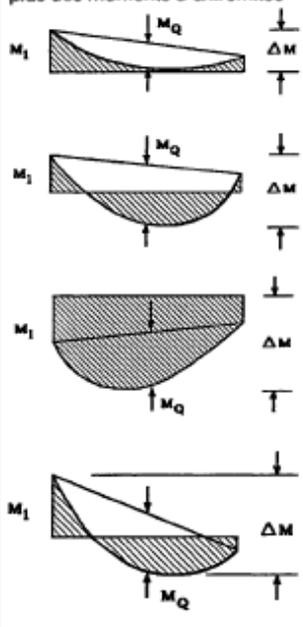
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent

Caractéristiques des tôles Cofrastra 40

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	
Z275	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

Résumé

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons fait une étude d'un bâtiment R+4 en construction métallique à usage commercial, le projet est implanté au niveau de la wilaya de Bejaïa.

L'étude s'est déroulée en plusieurs étapes : premièrement, nous avons commencé par l'étude climatique en suivant le règlement algérien (RNV version 2003), puis, l'évaluation des charges et surcharges pour le pré dimensionnement.

Ensuite, nous sommes passées à l'étude du plancher mixte et l'étude sismique selon le (RPA99 version 2003).

Et enfin la vérification des éléments, le calcul des assemblages selon le CCM79 et l'étude l'infrastructure.

Mot clés : charpente métallique, RNV version 2013, RPA99 version 2003, CCM97.

Abstract

In this end-of- study project, we made a study of an R+4 building in steel construction for commercial use, the project is located in the wilaya of Bejaia.

The study was carried out in several stages: first, we started with the climatic study following the Algerian standard (RNV version 2013), then the evaluation of loads and overloads for the pre-dimensioning.

Then we moved on to the mixed floor study and the sismic study according to (RPA99 version 2003).

Finally the verification of the elements, the calculation of the assemblies according to CCM97 and the study of the infrastructure.

Key Words: steel construction, RNV version 2013, RPA99 version 2003, CCM97.