



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M...../GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE *MASTER ACADEMIQUE*

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+5 étages à usage
D'habitation**

Présenté par:

- ❖ ADDA BEN AMEUR IKRAM
- ❖ ABAS HADIL

Soutenu le 15/06 / 2026 devant le jury composé de :

- ❖ President: Mr. ZELMAT YASSINE
- ❖ Examineur: Mr. SADEK BAHAR
- ❖ Encadreur: Mr. REZIGUA AHMED

Année universitaire: 2025/2026



Remerciement

Au premier lieu, nous néons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice **Mr. REZIGUA AHMED** Pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations Précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département De Génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous remercions à notre famille et tous les amis, Sans Oublier tous nos camarades de la promotion 2025/2026.

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

- À mes parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien Moral et financier, et leur confiance en moi tout au long de ce Parcours.
- À mes frères et sœurs, pour leurs encouragements et leur Présence bienveillante.
- À mes enseignants, pour leur accompagnement et leur passion

Qui ont nourri mon apprentissage.

- À mes amis, pour leur soutien et leurs moments de Répit Si précieux.

Résumé

Ce travail vise à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée plus cinq étages (R+5), qui sera implanté dans la wilaya de Mostaganem, qui est classée en la zone sismique V selon les règles parasismiques algériennes RPA 2024, La stabilité de l'ouvrage est assurée Par un système auto-stable (poteaux, poutres, voiles), L'étude et l'analyse de ces structures ont été établies par le logiciel ROBOT version 2025 Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA2024.

Mots clés : Bâtiment d'habitation, système auto-stable, zone sismiqueV, Béton armé, RPA2024, BAEL91.

Abstract

This work aims to study a building for residential use consisting of a ground floor plus five floors (R + 5), which will be located in the state of MOSTAGANM, is classified in seismic zone V according to the Algerian seismic rules RPA 2024, The stability of the structure is ensured by a self-stable system (columns, beams, veils), The study and the analysis of this structure were established by the software ROBOT version 2025. Calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely the BAEL91 edit 99 and RPA2024.

Keywords: Résidentiel building, self-stabilizing system, seismic zone V, reinforced concrete, RPA2024, BAEL91.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى سكني مكون من طابق أرضي وخمسة طوابق (R+5)، يقع في ولاية مستغانم، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الخامسة وفقًا لمدونة التصميم الزلزالي الجزائري RPA2024. ويُضمن استقرار المبنى بنظام دعم ذاتي (أعمدة، عوارض، جدران قص). أُجريت دراسة وتحليل هذا الهيكل باستخدام برنامج ROBOT الإصدار 2025. وتتوافق حسابات أبعاد وتسليح جميع العناصر مع اللوائح السارية، وهي BAEL91 (المعدلة بموجب BAEL91) و RPA2024.

الكلمات المفتاحية: مبنى سكني، نظام دعم ذاتي، منطقة زلزالية خامسة، خرسانة مسلحة، RPA2024،

BAEL91.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	2
CHAPITRE I :PRÉSENTATION DE L’OUVRAGE	3
I.1.INTRODUCTION.....	4
I.2. IMPLANTATION DE L’OUVRAGE.....	4
I.3.PRESENTATION DE L’OUVRAGE.....	4
I.4.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L’OUVRAGE	5
I.5.PLANS.....	5
I.6.CARACTERISTIQUE GEOTHECHNIQUE DU SOL	7
I.7. Règlement et normes.....	7
I.8.DESCRPTION TECHNIQUE DE LA STRUCTURE.....	7
I.8.1. Structure principale	7
I.9.CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	12
I.9.1. Définition	12
I.9.2. Caractéristiques mécaniques du béton	12
I.9.3. Résistance à la compression f_{cj}	13
I.9.4. Résistance à la traction f_{tj}	14
I.9.5. Contrainte limite de compression	14
I.9.6. Contrainte limite de cisaillement	14
I.9.7. Caractéristiques mécaniques de l’acier	15
I.9.8. Contraintes limites de l’acier	15
I.9.9. Protection des armatures	16
I.10. LOGICIELS UTILISES	16
I.11. CONCLUSION	17
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	18
II.1. INTRODUCTION	19
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	19
II.3. Planchers à corps creux.....	21
II.3.1. Calcul des charges du plancher à corps creux.....	22
II.3.2. Plancher terrasse inaccessible	22
II.3.3. Plancher étage courant.....	22
II .4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	23

II .4.1. Détermination du poteau le plus sollicité	23
II .4.2. Critère de résistance (Compression centrée)	24
II .4.3. Conditions du RPA 2024	26
II .4.4. Condition de flambement	26
II .4.5. Loi de dégression des charges d'exploitation	26
II .4.6. Synthèse du prédimensionnement des poteaux.....	27
II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	29
II.5.1. Critères de classification et exigences géométriques	29
II.5.2. Détermination de l'épaisseur adoptée	29
II.5.3. Conclusion.....	30
II .6. PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE	30
II .6.1. Calcul des charges de l'acrotère	31
II .7. PREDIMENSIONNEMENT DES BALCONS.....	31
II .8. PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	32
II .8.1. Critères de Confort (Loi de Blondel).....	32
II .8.2. Paramètres retenus pour le projet.....	33
II.8.3. Caractéristiques Géométriques	33
II.8.4. Inclinaison de la paillasse	33
II.8.5. Calcul de la portée (L)	33
II.8.6. Détermination de l'Épaisseur de la Paillasse (eP)	34
II.9. CONCLUSION.....	35
CHAPITRE III :CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	36
III.1. INTRODUCTION.....	37
III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX	37
III.3. TYPES DE POUTRELLES.....	37
III.3.1. Etage courant	38
III.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	39
III.5. APPLICATION DE LA METHODE DE FORFAITAIRE.....	39
III.6. FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE	40
III.7. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	45
III.7.1. Conditions réglementaires (BAEL 91).....	45
III.7.2. Calcul des sections d'armatures.....	45
III.8. ETUDE DU BALCON	46
III.8.1. Calcul des charges sur le balcon	46

III.8.2. Ferrailage de la dalle du balcon.....	48
III.9. HYPOTHESES DE CALCUL.....	50
III.9.1. Évaluation des sollicitations	50
III.9.2. Calcul de la surface de l'acrotère.....	50
III.9.3. Sollicitation de calcul.....	52
III.9.4. Ferrailage de l'acrotère.....	52
III.9.5. Vérification à l'effort tranchant (cisaillement).....	53
III.10. ESCALIERS.....	56
III.10. 1. Combinaisons de charges	56
III.10. 2. Calcul des sollicitations des escaliers	56
III.10. 3. Etude et ferrailage de l'escalier (calcul actualisé)	58
III.11. CONCLUSION.....	61
CHAPITRE IV :ETUDE DYNAMIQUE.....	62
IV.1. INTRODUCTION.....	63
IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	63
IV.3. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.....	63
IV.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	64
IV41. Choix du modèle dynamique	64
IV42. Représentation des éléments structuraux.....	64
IV43. Étapes de la modélisation.....	66
IV.5. PARAMETRES SISMIQUES SELON LE RPA 2024.....	66
IV51. Classification du bâtiment selon sa configuration.....	66
IV52. Vérification de la régularité en plan	67
IV53. Classification de la zone et du groupe d'usage	68
IV54. Système de contreventement et coefficient de comportement	69
IV55. Facteur de qualité (Q).....	69
IV.6. SPECTRE DE CALCUL	69
IV61. Paramètres du spectre de réponse	70
IV62. Estimation de Période fondamentale de vibration (T_0).....	70
IV63. Calcul de la période empirique (T_{emp}).....	70
IV64. Choix du coefficient C_T	70
IV .7. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	72
IV71. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente V_{st}	72
IV72. Spectre de calcul.....	72

IV.73	Vérification du taux de participation modale	73
IV.74	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	74
IV.8.	EVALUATION DES EXCENTRICITÉS.....	75
IV.8. 1.	Excentricité théorique.....	75
IV.8. 2.	Excentricité accidentelle	75
IV.8. 3.	Vérification de la Structure.....	76
IV.8. 4.	Justifications de sécurité (RPA 2024)	76
IV.9	CONCLUSION.....	81
	CHAPITRE V :ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	82
V .1.	INTRODUCTION.....	83
V .2.	ETUDE DES POUTRES.....	83
V .2. 1.	Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024	83
V .3.	COMBINAISONS DE CALCUL	83
V .3. 1.	Combinaisons fondamentales (ELU).....	83
V .3. 2.	Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024	84
V .3. 3.	Synthèse des sollicitations maximales	84
V4	EXEMPLE DE CALCUL DU FERRAILLAGE D'UNE POUTRE.....	85
V.4.1.	Poutre principale (30× 35).....	85
V5	ETUDE DES POTEAUX.....	87
V.5.1.	Définition et rôle.....	87
V.5.2.	Recommandations du RPA 2024 (Zone V)	88
V6	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	88
V.6.1.	Combinaisons de calcul.....	89
V.6.2.	Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau	92
V7.	ETUDE DES VOILES.....	95
V.7.1.	Définition et rôle des voiles.....	95
V.7.2.	Procédure de ferrailage	95
V.7.3.	Constitution du ferrailage.....	96
V.7.4.	Méthode de calcul et outils numériques	96
V.7.5.	Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024	96
V8	FERRAILLAGE DES VOILES.....	97
V.8.1.	Combinaisons d'actions	97
V.8.2.	Modélisation et calcul	98
V9.	FERRAILLAGE DU VOILE V1	98

V10. FERRAILLAGE DU VOILE V2	99
V11. SYNTHESE ET TABLEAUX RECAPITULATIFS.....	101
V12. VERIFICATION AU CISAILLEMENT (RPA 2024).....	101
CHAPITRE VI :EUE DE L'INFRASTRUCTURE.....	103
VI.1. INTRODUCTION.....	104
VI.2. ÉTUDE DU RADIER GENERAL.....	104
VI.3. DIMENSIONNEMENT DU RADIER.....	104
VI .3.1. Condition de non cisaillement	105
VI .3.2. Vérification au poinçonnement	106
VI .3.3. Vérification de la résistance	107
VI .3.4. Vérification des contraintes.....	108
VI .4. CALCUL DU FERRAILLAGE DU RADIER	110
VI .5. CALCUL DES ARMATURES	111
CONCLUSION GENERALE	117
BIBLIOGRAPHIE	119
ANNEXE	120

TABLE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Nuances et limites d'élasticité des aciers.....	15
Tableau II.1. Charges du plancher terrasse.....	22
Tableau II.2. Charges du plancher d'étage courant.....	23
Tableau II.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	27
Tableau II.4. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux.....	28
Tableau II. 5. Choix des sections des poteaux.	29
Tableau II .6. Prédimensionnement des voiles.	30
Tableau II .7 Charges de la dalle pleine du balcon	32
Tableau II. 8. Caractéristiques de l'escaliers.....	33
Tableau II.9. Charges de la dalle pleine du palier.....	34
Tableau II .10. Charges de la dalle pleine de la paillasse	35
Tableau III.1. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	40
Tableau III.2. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.	40
Tableau III.3. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles.	41
Tableau III.4. Eléments de réduction (M, T) du balcon)	48
(D'après Tableau. III.6)	48
Tableau III.5. Charges d'acrotère.....	51
Tableau III.6. Sollicitations de calcul de l'acrotère	52
Tableau III.7. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELU et ELS	58
Tableau III.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers	60
Tableau IV.1. Tableau de zonage.....	68
Tableau IV.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	68
Tableau IV .3. Résume les valeurs des pénalités.....	69
Tableau IV.4. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.....	70
Tableau IV. 5. Valeurs du coefficient C_T	71
Tableau IV.6. Critères de sélection de T_0	71
Tableau IV.7. Taux de participation modale.....	73
Tableau IV.8. Résultante des forces sismique.....	75
Tableau IV .9. Evaluation des excentricités	76
Tableau IV .10. Vérification des déplacement (sens X).....	78
Tableau IV. 11. Vérification des déplacement (sens Y).....	78
Tableau IV.12. Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens XX	80
Tableau IV.13. Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens YY	80
Tableau IV.14. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portées par les voiles....	81
Tableau V.1. Sollicitations de calcul maximales des poutres	84
Tableau V.2 .Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	84
Tableau V .3. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux.....	90
Tableau V .4. Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	91
Tableau V.5. Effort de réduction agissants sur le voile 1.....	98
Tableau V.6. Effort de réduction agissants sur le voile 2.....	99
Tableau V.7. Choix des armatures pour le Voile V1.....	100
Tableau V.8. Choix des armatures pour le Voile V2.....	100
Tableau V.9. Récapitulatif du ferrailage longitudinal.....	101
Tableau V.10. Récapitulatif du ferrailage transversal	101
Tableau VI .1. Impact du Voile sur la dalle du radier	107
Tableau VI .2 . Impact du Voile sur la dalle du radier	108

Tableau VI . 3. Récapitulatif moments M x-x.....	110
Tableau VI. 4. récapitulatif moments M y-y.....	110
Tableau VI. 5. Choix des armatures de radier	114
Tableau VI. 6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	114

TABLE DES FIGURES

Figure.I.1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).	Erreur ! Signet non défini.
Figure. I. 2.Façade Principale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure. I.3. Plan rez de chaussée	Erreur ! Signet non défini.
Figure. I.4 .Plan de terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure. I.5. Plancher à corps creux.	9
Figure. I.6 .Plancher en dalle pleine.....	9
Figure. I.7. Coupe schématique d'un escalier	10
Figure. I.8. Évaluation de la résistances f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	13
Figure II. 1 .Section transversale de la poutre principale.....	20
Figure II .2. Section transversale de la poutre secondaire.....	20
Figure II.3. Schéma d'une dalle à corps creux.....	21
Figure II.4. Section afférente du poteau le plus sollicité.....	24
Figure II.5. Section réduite du poteau	25
Figure II .6. Section transversale de l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 7. Eléments composants d'un escalier.....	32
Figure III.1. Différents types de poutrelles.	38
Figure III.2. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	41
Figure III.3. Section de ferrailage	42
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure III.5. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	47
Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon.	49
Figure III.7. Coupe transversale de l'acrotère.....	50
Figure III.8. Schéma statique de l'acrotère.....	52
Figure III .9. Ferrailage de l'acrotère.....	55
Figure. III.10. Ferrailage de l'acrotère.....	55
Figure. III.11. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	57
Figure. III.12. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU.....	57
Figure. III.13. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.14.....	61
Figure IV.1. Modèle 3D de la structure.....	65
Figure IV .2. Coupe en plan de la structure a la base.....	65
Figure IV .3. Illustration des critères de régularité en plan selon le RPA 2024.....	67
Figure IV.4. Vibration du bâtiment selon les 3 mode	74
Figure .V. 1. Croquis de ferrailage de la poutre principale	85
Figure .V. 2. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire.....	85
Figure V .3 .Section de ferrailage du poteau.....	91
FigureV.4. Croquis du ferrailage des poteaux.....	92
Figure V .5. Coupe du poteau 40 x 40 cm	92
FigureV.6. Schéma d'un voile.....	95
Figure V .7. Typologie des voiles étudiés.....	98
Figure V.8. Schéma de ferrailage 3D du voile V1.....	99
Figure V.9. Schéma de ferrailage 3D du voile V2.....	100
Figure V.10 .Croquis du ferrailage des voiles.....	102
Figure VI. 1. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU.....	109
Figure VI. 2. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS.....	109
Figure VI. 3 . Cartographie de contrainte du radier sur le sol situation acc	110

Figure VI. 4. Section des ferrailages du radier en appui (sens x-x).....	112
Figure VI . 5. Section des ferrailages du radier en travée (sens x-x).....	112
Figure VI. 6. Section de ferrailage du radier en appui (sens y-y).....	113
Figure VI . 7. Section des ferrailages du radier en travée (sens y-y).....	113
Figure VI. 8. Schéma de ferrailage du radier	115

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance
ELS : Etat limite de service
G : Charge permanente
Q, P : Charge d'exploitation
E : Charge sismique
 q_u : Chargement ultime
 q_s : Chargement de service
 M_f : Moment fléchissant
 M_t : Moment de flexion en travée
 M_a : Moment de flexion en appui
 M_d : Moment en appui droite
 M_g : Moment en appui gauche
N : Effort normal
 T_d : Effort tranchant à droite du point considéré
 T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
 f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
 E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané
 E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé
 γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier
 γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton
h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b : Largeur des éléments
 h_0 : Hauteur de la table de compression
 σ_b : Contrainte de calcul dans le béton
 $\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton
 σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier
 τ_u : Contrainte tangentielle de calcul
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite
 $\emptyset_t$: Diamètre des armatures
S : Espacement entre armatures transversales
 A_u : Armatures calculées à l'ELUR
 A_s : Armatures calculées à ELS
 A_a : Armatures en appuis
 A_t : Armatures en travées
 I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses
 I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
 M_{zz} : Inertie massique
 L_f : Longueur de flambement
 B_r : Section réduite
 L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
 L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
 I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)

Δ_{ft} : Flèche totale

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction a toujours été une préoccupation majeure pour l'homme à travers les siècles. Avec l'essor de l'industrie et la forte croissance démographique, cette préoccupation s'est intensifiée, poussant les décideurs à privilégier la construction en hauteur. Cette solution s'est imposée face à la raréfaction des terrains en milieu urbain et à l'augmentation des besoins en logements et en espaces de travail (bureaux, ateliers, etc.). Cependant, bâtir en hauteur présente des défis majeurs : plus la structure est élevée, plus elle devient vulnérable aux sollicitations dues aux séismes et aux vents, mettant en péril la sécurité des occupants ainsi que celle des bâtiments avoisinants, sans oublier les pertes matérielles potentielles.

Les ingénieurs sont confrontés à des incertitudes concernant les lois de comportement des matériaux et les actions appliquées sur les structures. Pour y remédier, ils ont élaboré des règlements de conception et de calcul qui assurent un compromis entre le coût et le niveau de sécurité requis. En Algérie, les expériences tirées des séismes récents ont conduit les autorités, en collaboration avec des experts du domaine, à revoir et à adapter le règlement parasismique national. Ainsi, le RPA2024 a été publié, définissant des règles précises de conception et de calcul afin de garantir un niveau de sécurité adéquat pour les personnes et les biens face aux séismes.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au dimensionnement d'un bâtiment composé d'une cinq étages. Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques. Pour cette analyse, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, particulièrement performant pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur. Cet outil nous a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure ainsi que les efforts internes sollicitant chaque élément du bâtiment. Les résultats obtenus ont ensuite servi au dimensionnement du ferrailage des éléments résistants, en conformité avec les combinaisons de charges et les dispositions constructives définies par le CBA93, le BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA2024.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE

I.1.INTRODUCTION

La stabilité d'un ouvrage est assurée par la résistance de ses éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes actions qui s'exercent sur eux. Cette résistance dépend en grande partie de la nature des matériaux employés ainsi que de leurs propriétés mécaniques et physiques. Ainsi, l'analyse et le dimensionnement des éléments d'une structure sont réalisés conformément aux règlements et normes en vigueur, notamment le (BAEL 91 et le RPA 2024), qui se fondent sur l'étude du comportement des matériaux tels que le béton et l'acier.

I.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Le projet s'intitule la résidence EL-AHLAM Le bâtiment est implanté à kharouba dans la wilaya de Mostaganem classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA/version2024) comme une zone de moyenne sismicité a (Zone V) et dans le groupe d'usage 2(**Figure.I.1**).



Figure.I.1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).

I.3.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre structure est un bâtiment à usage habitation, constitué d'un (R+5) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à Mostaganem, ville située en zone V d'une sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien (RPA2024) avec 4 appartements de type F3 par étage, ce qui donne 40 logements en tout.

I.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont

❖ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan 22,20 m
- Largueur totale en plan 10,55 m

❖ Dimensions en élévation

- Hauteur du rez-de-chaussée 3,06 m
- Hauteur des étages courants 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment 13,35 m

I.5. PLANS

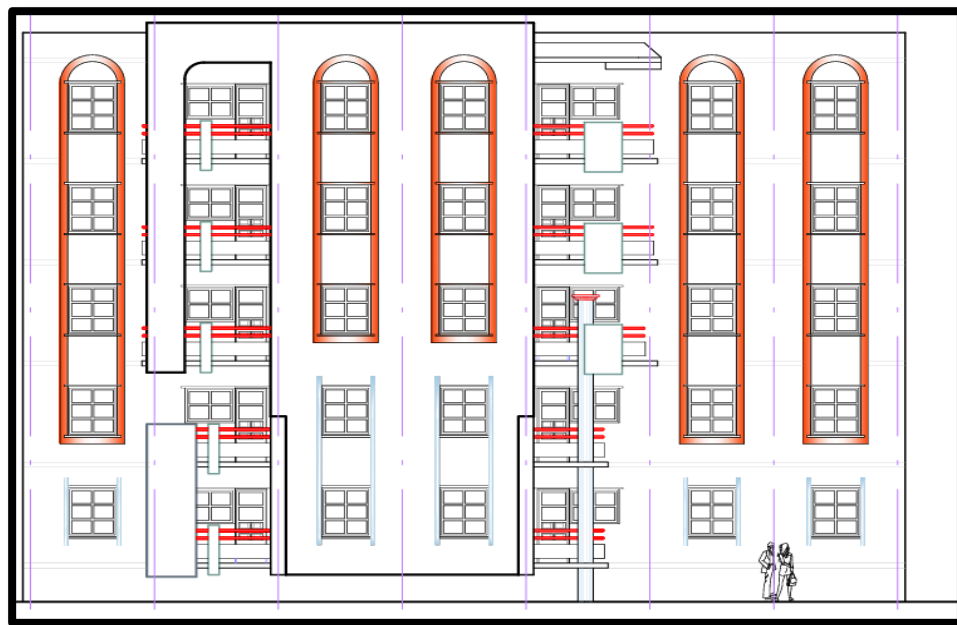


Figure. I. 2.Façade Principale.

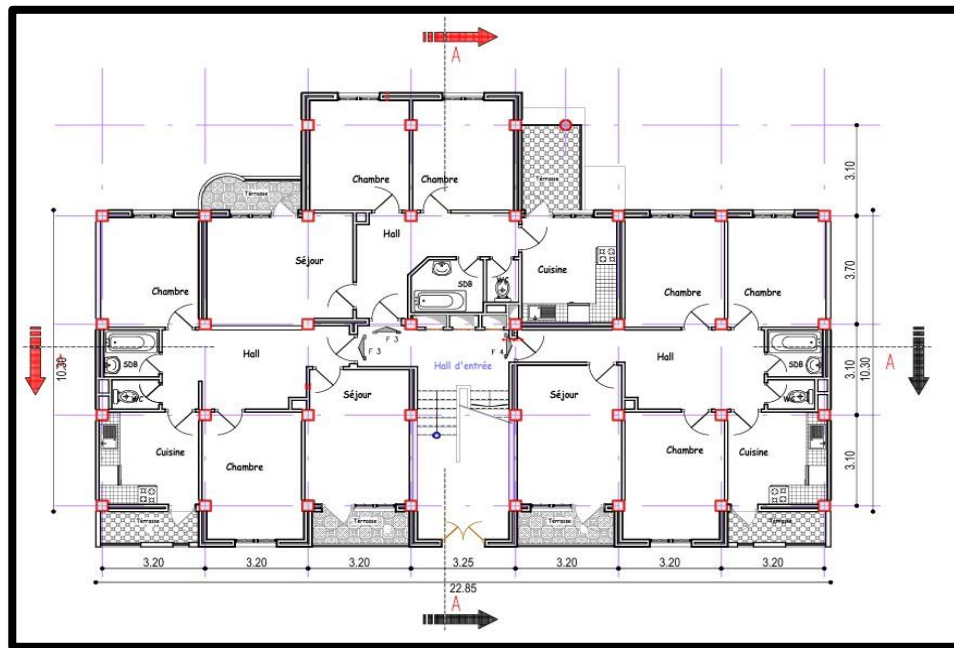


Figure. I.3. Plan rez de chaussée.

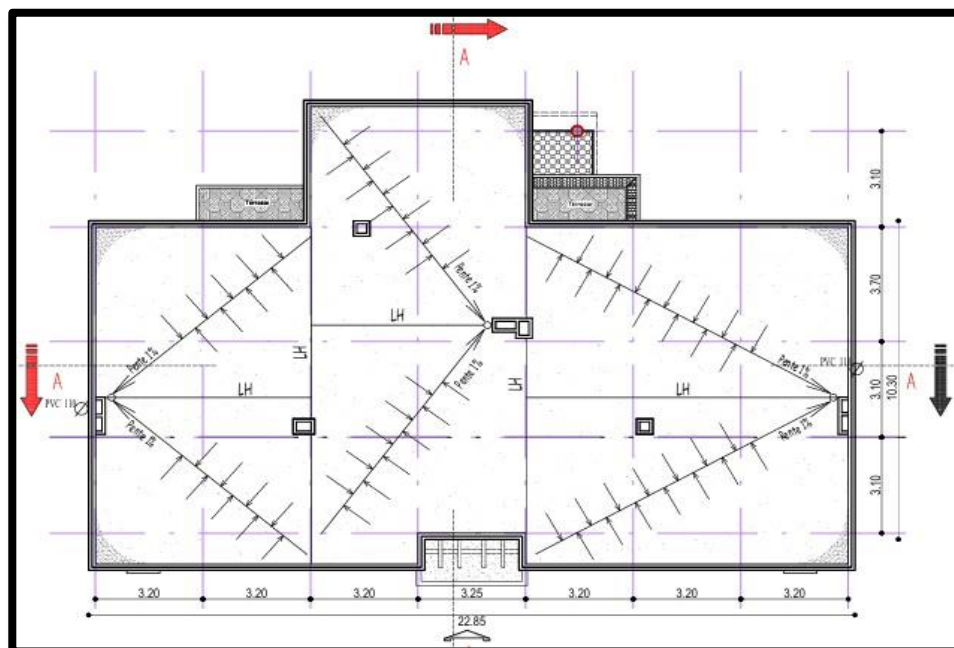


Figure. I.4 .Plan de terrasse.

I.6. CARACTERISTIQUE GEOTHECHNIQUE DU SOL

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

- ✓ La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$
- ✓ Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
- ✓ L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- ✓ Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site ferme).

I.7. Règlement et normes

- ✓ Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).
- ✓ Règlement CBA93 et BAEL91.
- ✓ Différents Documents techniques réglementaires « DTR ».

I.8. DESCRIPTION TECHNIQUE DE LA STRUCTURE

I.8.1. Structure principale

Conformément aux dispositions du RPA 2024, les structures de hauteur supérieure à 14 m ou comportant plus de quatre niveaux en zone V doivent privilégier un système de contreventement mixte associant portiques et voiles, garantissant ainsi un comportement plus performant face aux sollicitations sismiques.

I.8.1.1. Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé disposés dans les directions longitudinale et transversale de la structure. Ils jouent un rôle essentiel dans le comportement du bâtiment, en assurant d'une part la reprise et la transmission des charges verticales vers les fondations, et d'autre part la résistance aux actions horizontales, notamment celles dues aux séismes et au vent, ce qui contribue à la stabilité et à la rigidité de l'ouvrage.

I.8.1.2. Portiques

Les portiques en béton armé constituent l'un des systèmes porteurs principaux des bâtiments. Ils sont formés par l'assemblage rigide de poutres et de poteaux, permettant la reprise des charges verticales et leur transmission vers les fondations, tout en participant au comportement structural de l'ensemble de la construction.

I.8.1.2. Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux intégrés dans le système porteur d'un bâtiment. Ils reçoivent les charges issues des poutres et des planchers et les transmettent aux fondations, tout en résistant principalement aux efforts de compression et parfois à la flexion composée.

I.8.2. Structure secondaire

La structure secondaire désigne les éléments non porteurs principaux d'un bâtiment.

Leur rôle est d'assurer la distribution des charges vers la structure principale tout en participant à la fonctionnalité et à l'aménagement de l'ouvrage, sans intervenir directement dans le système de contreventement de la construction.

I.8.2.1. Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux essentiels qui séparent les étages d'un bâtiment et transmettent les charges verticales vers les éléments porteurs. Ils sont conçus pour reprendre à la fois les charges permanentes et les charges d'exploitation tout en garantissant le confort des occupants grâce à une isolation thermique et acoustique appropriée. Ces éléments permettent également le passage des réseaux techniques, tels que l'électricité, la plomberie ou le chauffage.

Dans notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

❖ Planchers en corps creux (hourdis)

Le plancher en corps creux est constitué de poutrelles en béton armé disposées parallèlement à la plus petite portée des travées, sur lesquelles sont posés des éléments creux appelés hourdis. Ces hourdis réduisent le poids propre de la dalle tout en maintenant sa résistance et sa rigidité après la coulée de la dalle de compression. Ce type de plancher est couramment utilisé pour les bâtiments résidentiels et permet une économie de matériaux tout en conservant une bonne capacité portante.

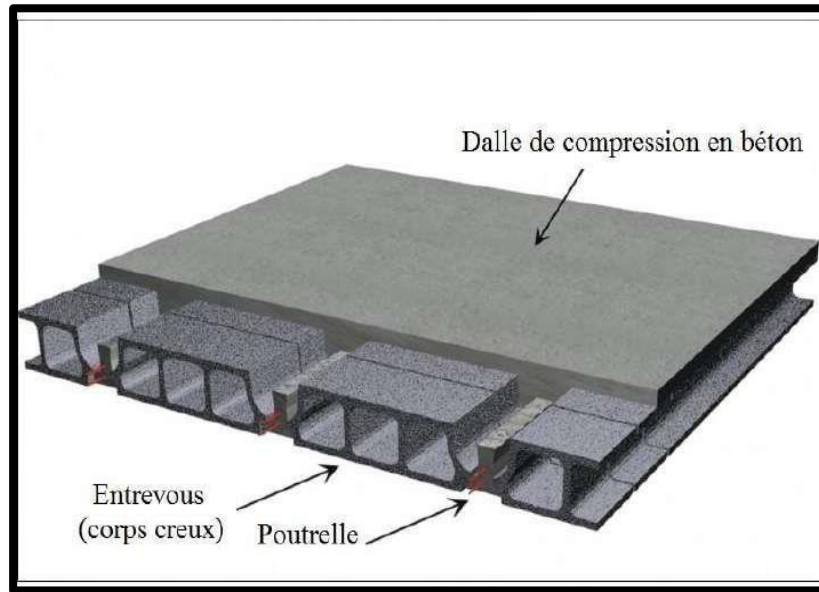


Figure. I.5. Plancher à corps creux.

❖ Planchers en dalle pleine

Le plancher en dalle pleine est un élément structural horizontal monolithique en béton armé qui repose directement sur les poutres ou les murs porteurs. Elle assure la répartition uniforme des charges sur les supports, offre une rigidité élevée et contribue à la stabilité globale de la structure. La dalle pleine est adaptée aux zones à forte sollicitation et permet une intégration facile des réseaux techniques. Constitués d'une dalle monolithique en béton armé assurant une rigidité maximale et une répartition uniforme des charges sur les poutres.

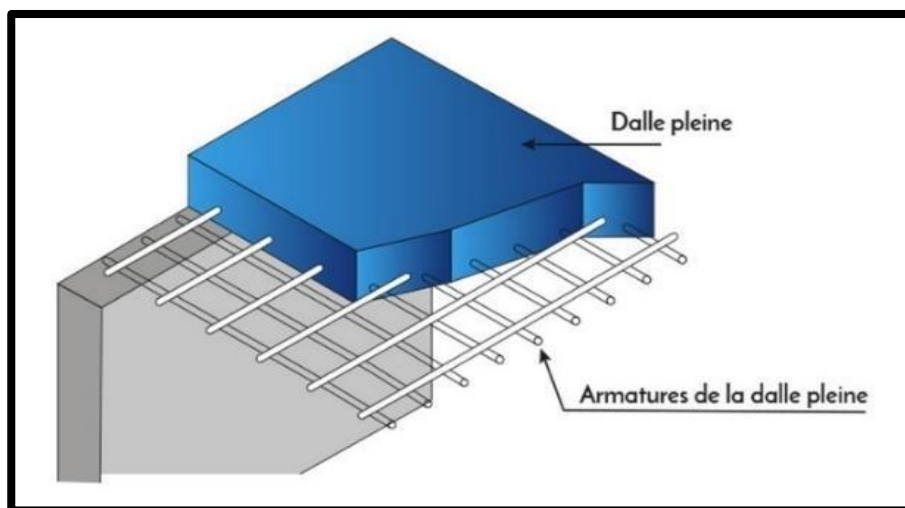


Figure. I.6 .Plancher en dalle pleine.

I.8.2.2. Escaliers

Les escaliers en béton armé sont des éléments structuraux verticaux et horizontaux qui permettent la liaison entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont à volées parallèles sont constitués de marches et de paliers, coulés en béton armé, permettant de supporter les charges permanentes et d'exploitation et de les transmettre à la structure principale.

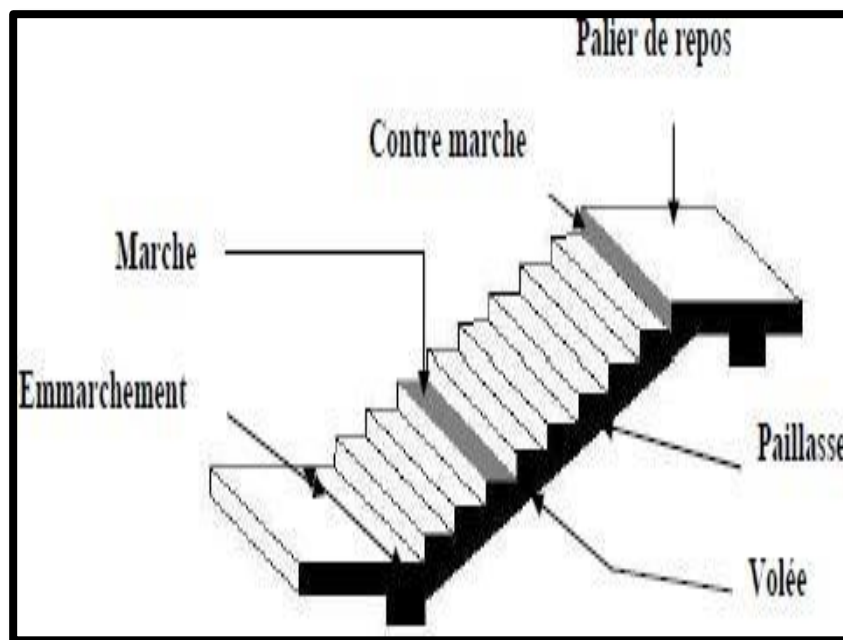


Figure. I.7. Coupe schématique d'un escalier.

I.8.2.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses : On a deux types :

❖ Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

❖ Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.8.2.4. Revêtement

Le revêtement du bâtiment regroupe l'ensemble des matériaux appliqués sur les surfaces intérieures et extérieures afin d'assurer à la fois la protection, la durabilité et l'esthétique de l'ouvrage. Dans le cadre de ce projet, les principaux types de revêtement utilisés sont :

- **Plâtre** : appliqué sur les murs et plafonds intérieurs pour obtenir une finition lisse et prête à peindre.
- **Peinture** : utilisée pour décorer et protéger les surfaces intérieures et certaines surfaces extérieures.
- **Carrelage** : posé sur les sols et murs humides (cuisines, salles de bain) pour assurer résistance et facilité d'entretien.
- **Pierre naturelle (marbre, granit)** : utilisée pour les revêtements décoratifs intérieurs et les sols de certaines zones à forte circulation.
- **Béton ou brique apparente** : employée pour les façades extérieures afin d'assurer la solidité, l'isolation et l'esthétique de l'ouvrage.
- **Métal** : utilisé pour les finitions extérieures (garde-corps, encadrements, bardages) afin d'améliorer la durabilité et l'aspect architectural.

I.8.2.5. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

I.8.2.6. Acrotère

Muret ou bordure situé au sommet d'un bâtiment, utilisé pour la décoration, la protection des installations techniques ou pour prévenir les chutes.

I.8.3. Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé situés à la base du bâtiment. Leur rôle est de transmettre les charges de la structure (poteaux, murs, voiles...) vers le sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de limiter les tassements.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques du sol et des charges appliquées. On distingue généralement trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations semi-profondes.
- Les fondations profondes.

I.9. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I.9.1. Définition

Matériau de construction composé de ciment, d'eau et de granulats, qui devient solide et résistant avec le temps. Utilisé pour les bâtiments et les infrastructures.

Le béton est constitué de :

- **Le ciment** : Matériau liant utilisé dans la fabrication du béton et du mortier, composé de calcaire et d'argile, qui durcit lorsqu'il est mélangé avec de l'eau
- **Les granulats** : Matériaux granulaires comme le gravier et le sable, utilisés dans la fabrication du béton pour renforcer sa solidité.
- **L'eau de gâchage** : Eau utilisée pour mélanger le ciment et les granulats afin de former le béton.

I.9.2. Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL 91) et le béton doit présenter les avantages suivants :

- ✓ Une bonne résistance à la compression.
- ✓ Une souplesse d'utilisation.
- ✓ Une bonne résistance au feu.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car l'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

I.9.3. Résistance à la compression f_{cj}

La résistance en compression caractéristique (du b à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Étonné C28 correspond à sa capacité à supporter une pression de 28 MPa après 28 jours de durcissement. Éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4 \cdot 76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

❖ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

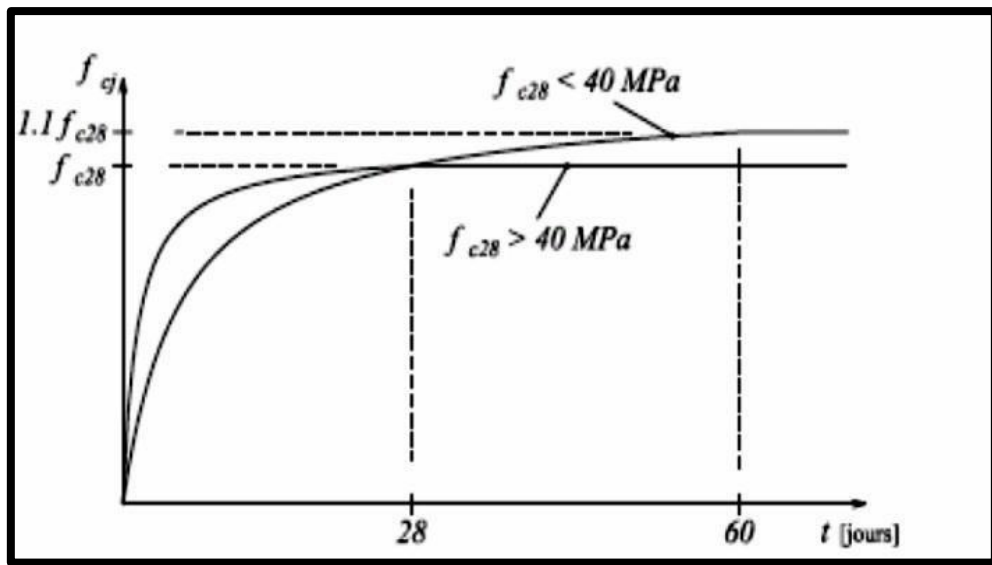


Figure. I.8. Évaluation de la résistances f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.9.4. Résistance à la traction f_{tj}

En raison de la difficulté de mesurer directement la résistance à la traction, deux méthodes alternatives sont utilisées :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Essai de fendage diamétral (test Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour j = 28 jours et

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.9.5. Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

I.9.6. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

❖ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

I.9.6. 1. Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

❖ **Module instantané** : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

❖ **Module différé** : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

I.9.7. Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

I.9.7.1. Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau I.1. Nuances et limites d'élasticité des aciers.

Type d'acier	Nuances	F_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE500	500
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa .

I.9.8. Contraintes limites de l'acier❖ **Etat limite ultime (ELU)**

Si $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

❖ Etat limite de service

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers :

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot \frac{f_e}{f_{tj}}} \right) ; [\text{MPa}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) ; [\text{MPa}]$

η : Coefficient de fissuration.

Avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

I.9.9. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.10. LOGICIELS UTILISES

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- ✦ Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2026.
- ✦ AutoCAD 2025.
- ✦ Expert BA 2010 (Robot Expert).
- ✦ RDM6, Socotec.
- ✦ Office 2025.

I.11. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les caractéristiques du projet et des matériaux utilisés ont été définies, tout en respectant les lois et normes en vigueur pour garantir la sécurité et l'efficacité dans la conception et l'exécution.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments structuraux (planchers, poutres, poteaux et voiles) constitue une étape cruciale et préliminaire de l'étude. Son objectif principal est de définir les sections optimales capables de reprendre les diverses actions et sollicitations mécaniques. Cette démarche s'appuie rigoureusement sur les prescriptions réglementaires en vigueur, notamment le **RPA 2024**, le **BAEL 91** et le **DTR B.C.2.2**. À cet effet, une descente de charges (permanentes et d'exploitation) a été effectuée afin de quantifier les efforts transmis à chaque élément porteur, depuis le plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé, dont les dimensions transversales ($b \times h$) sont réduites par rapport à leur portée libre L . Leur fonction principale est d'assurer la reprise des charges verticales provenant des planchers et de les transmettre efficacement aux éléments verticaux (poteaux). Dans une structure à ossature, on distingue deux catégories de poutres :

- ❖ **Les poutres principales (porteuses)** : Disposées perpendiculairement aux solives ou aux nervures des planchers, elles constituent le squelette porteur principal du bâtiment.
- ❖ **Les poutres secondaires (chaînages)** : Elles assurent le chaînage transversal et la rigidité de la structure, tout en supportant les charges de cloisonnement.
- ❖ **Critère de rigidité**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- ❖ **Condition du R.P.A 2024**

$$b \geq 20 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b_1 : Largeur du poteau

$b_{\max}$: Largeur maximale de la poutre.

II .2.1. Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{\max} = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,16 < 4.0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (**Figure II.1**) pour la poutre principale est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

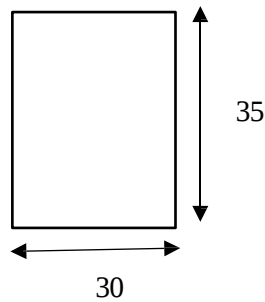


Figure II. 9 .Section transversale de la poutre principale

II.2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1 < 4.0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (**Figure II.2**) pour la poutre secondaire est $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

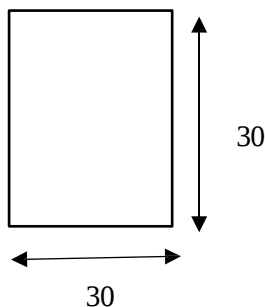


Figure II.10. Section transversale de la poutre secondaire

II .3. PRESIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

II .3. PLANCHERS A CORPS CREUX

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (**Figure II.11**). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique

$$\text{suivante } \frac{L}{25} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutelle.

e_p : L'épaisseur totale du plancher.

$$\frac{395}{25} \leq e_p \leq \frac{395}{20}$$

$$11.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.75 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = (16+4) = 20\text{cm}$

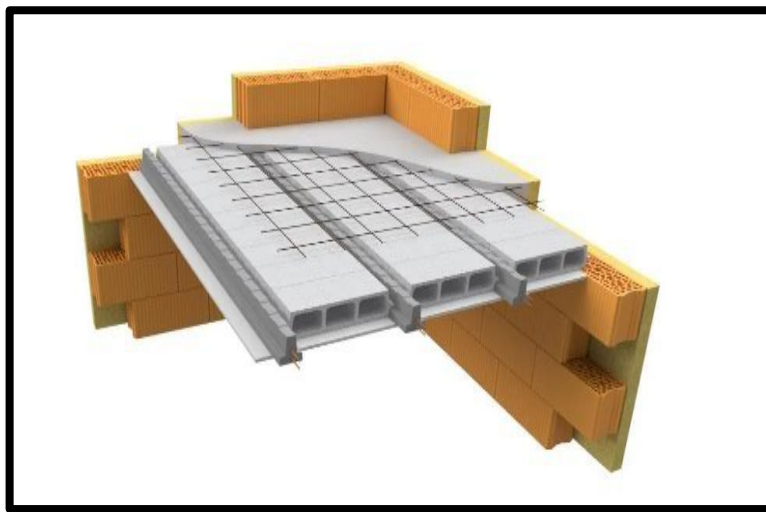


Figure II.12. Schéma d'une dalle à corps creux.

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- ✓ Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20 \text{ cm}$).
- ✓ Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60 \text{ cm}$).
- ✓ Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12 \text{ cm}$).
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4 \text{ cm}$).
- ✓ Largeur effective est de 60 cm ($b = 60 \text{ cm}$).

II.3.1. Calcul des charges du plancher à corps creux

Évaluation des charges du plancher à corps creux Le calcul des charges permanentes et d'exploitation pour chaque niveau s'appuie sur les spécifications du Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2.

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible

La structure de la terrasse inaccessible est constituée d'un plancher à corps creux. Celle-ci reçoit un complexe d'étanchéité multicouche ainsi qu'une forme de pente destinée à assurer l'évacuation efficace des eaux pluviales. Le détail des charges relatives à cette configuration est synthétisé dans le (Tableau II.1).

Tableau II.2. Charges du plancher terrasse.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Poids volumique ρ (kN/m ³)	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	12	0.02	0.24
Forme de pente	22	0.08	1.76
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux (16+4)	14	0.2	2.80
Enduit plâtre	10	0.01	0.1
Charge permanente			$G = 5,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Charge d'exploitation			$Q = 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

II.3.3. Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à un ensemble de sollicitations combinant charges permanentes (poids propre et éléments fixes) et charges d'exploitation (liées à l'usage des locaux).

La répartition détaillée de ces charges est présentée dans le (Tableau II.2).

Tableau II.3. Charges du plancher d'étage courant.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Chappe de mortier	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Dalle corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5,06 kN/m ²
Charge d'exploitation			Q = 1,5 kN/m ²

II .4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le prédimensionnement des poteaux a pour objectif de déterminer une section de béton capable de reprendre les charges verticales sans risque d'écrasement ni de flambement. Cette étape doit satisfaire simultanément trois types d'exigences :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Exigences réglementaires parasismiques RPA 2024.
- ✓ Stabilité de forme (Condition de non-flambement).

II .4.1. Détermination du poteau le plus sollicité

Le calcul est effectué pour le poteau supportant la charge la plus critique. Pour notre structure, il s'agit d'un poteau central présentant une surface afférente $S_{\text{aff}} = 10.96 \text{ m}^2$.

Comme illustré sur la (Figure. II .4).

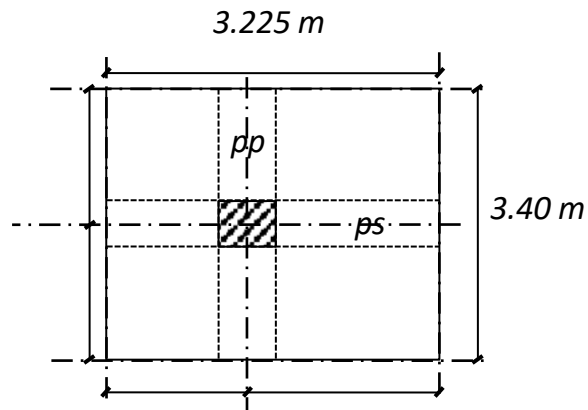


Figure II.13. Section afférente du poteau le plus sollicité.

II .4.2. Critère de résistance (Compression centrée)

L'effort normal ultime N_u doit être équilibré par la section de béton et les armatures. La section réduite du béton B_r (Figure 9) est déterminée par la formule suivante :

$$B_r \geq \left[\frac{\frac{\beta \cdot N_u}{\sigma_{bc}}}{\frac{A}{3}} \right] \cdot 10^4$$

$$[\theta (0,9) + 0,85 (B_r) \cdot \sigma_s] \cdot 10$$

Avec

B_r : Section réduite du béton.

q : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

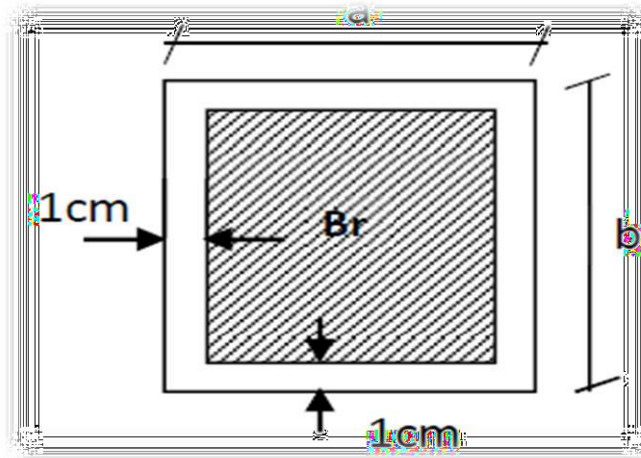


Figure II.14. Section réduite du poteau.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \text{ (Mostaganem : zone V selon le RPA 2024)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs:

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\begin{aligned} \text{d'où, } B_r &\geq \left(\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right) 10^4 \cdot N_u \\ &= 0,6404858204 \cdot N_u \end{aligned}$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

II .4.3. Conditions du RPA 2024

Le Règlement Parasismique Algérien impose des dimensions minimales pour assurer une ductilité suffisante à la structure en zone sismique. Pour un poteau rectangulaire dans la zone d'étude, on doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{N_w}{f_{w28} \times B_w} \leq 0,35$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

II .4.4. Condition de flambement

Pour éviter tout risque d'instabilité élastique, l'élanement λ du poteau doit rester inférieur à la limite réglementaire (généralement $\lambda \leq 35$ pour un calcul simplifié) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad L_f = 0,7 l_0.$$

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

L_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

II .4.5. Loi de dégression des charges d'exploitation

Étant donné la faible probabilité que la totalité des charges d'exploitation s'applique simultanément sur tous les étages, nous appliquons la loi de dégression verticale. Les surcharges sont réduites de 10% par étage (à partir du 3ème niveau sous la terrasse) jusqu'à atteindre un minimum de 0,50 Q.

Le cumul de ces charges est résumé dans le (Tableau. II .3).

Tableau II.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

I	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
7	Haut 6 ^{ème} étage	Q_0	1
6	Haut 5 ^{ème} étage	Q_0+Q	2.5
5	Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2)$	3.85
4	Haut 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
3	Haut 2 ^{er} étage	$Q_0+0.7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
2	Haut 1 ^{er} étage	$Q_0+0.6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
1	Haut RDC	$Q_0+0.5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75

II .4.6. Synthèse du prédimensionnement des poteaux

L'ensemble des paramètres de calcul, incluant la descente de charges et les vérifications réglementaires (BAEL 91 et RPA 2024), a été intégré dans une feuille de calcul Excel. Ce support a permis d'optimiser les sections tout en assurant la sécurité structurelle de l'ouvrage (Tableau II .4).

Tableau II.5. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux.

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	A	choix	Verif RPA	Verif flambement
3,0 6	Haut 6 ^{eme} étage	5,86	1	103,14 0	152,44 0	111,70 0	97,830	11,89 0	30	12,204	24,735
3,0 6	Haut 5 ^{eme} étage	10,92	2,5	202,96 0	265,47 0	193,35 0	170,38 0	15,05 0	30	16,056	24,735
3,0 6	Haut 4 ^{eme} étage	15,98	3,85	300,56 0	468,05 0	274,50 0	242,67 0	17,58 0	35	19,131	21,201
3,0 6	Haut 3 ^{eme} étage	21,04	5,05	394,46 0	592,08 0	352,12 0	311,95 0	19,66 0	35	21,668	21,201
3,0 6	Haut 2 ^{eme} étage	26,10	6,1	486,51 0	695,64 0	428,45 0	379,99 0	21,49 0	40	23,901	18,551
3,0 6	Haut 1 ^{eme} étage	31,16	7	576,06 0	695,64 0	502,60 0	446,46 0	23,13 0	40	25,887	18,551
3,0 6	Haut rdc	36,22	7,75	662,64 0	796,22 0	574,88 0	511,02 0	24,61 0	45	27,686	21,920

Pour des raisons de mise en œuvre sur chantier et afin d'assurer une continuité de la rigidité structurelle, nous avons procédé à un regroupement des sections par niveaux. Le choix final des sections de poteaux est récapitulé dans le (Tableau II.5) ci-dessous :

Tableau II. 6. Choix des sections des poteaux.

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
RDC - 2 ^{ème} étage	40 x 40
3 ^{ème} – 4 ^{ème} étage	35 x 35
5 ^{ème} étage	30 x 30

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le dimensionnement des voiles de contreventement s'appuie sur les prescriptions réglementaires du RPA 2024. Ces éléments structuraux ont pour rôle primordial d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage face aux sollicitations horizontales, en reprenant une part de l'effort tranchant à la base comprise entre 50% et 65% du système structurel total.

II.5.1. Critères de classification et exigences géométriques

Selon le règlement RPA 2024, un élément est qualifié de "voile" si sa longueur (L) et son épaisseur (e) satisfont la condition géométrique suivante :

$$L \geq 4e$$

Dans le cas contraire, l'élément est traité comme un élément linéaire (poteau).

Par ailleurs, l'épaisseur minimale admissible est fixée à 15 cm. Cette épaisseur doit également être validée en tenant compte de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités afin de prévenir tout risque d'instabilité de forme.

II .5.2. Détermination de l'épaisseur adoptée

Pour le présent projet, qui comporte des voiles de formes variées (linéaires, en L et en U), le cas le plus défavorable correspond aux voiles linéaires. L'épaisseur (a) doit ainsi vérifier la condition de rigidité suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Les résultats du prédimensionnement pour les différents niveaux sont synthétisés dans le **(Tableau. II .6)** ci-dessous :

Tableau II.7. Prédimensionnement des voiles.

Niveau	h (cm)	$\bar{h}_e$ (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC – Etage courant	306	286	14.3	20

II .5.3. Conclusion

Au regard des exigences de rigidité et de sécurité, une épaisseur uniforme de 20 cm a été retenue pour l'ensemble des voiles de contreventement de la structure.

II .6. PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE

L'acrotère est un élément structurel secondaire «conçu sous forme d'un muret en béton armé coulé sur place. Il est disposé en périphérie de la toiture terrasse afin d'assurer plusieurs fonctions :

- ❖ **Sécurité** : Il sert de garde-corps pour protéger contre les chutes lors des interventions sur la terrasse.
- ❖ **Étanchéité** : Il permet de réaliser le relevé d'étanchéité pour éviter les infiltrations d'eau aux bords du plancher.
- ❖ **Esthétique** : Il couronne la partie supérieure de l'ouvrage.

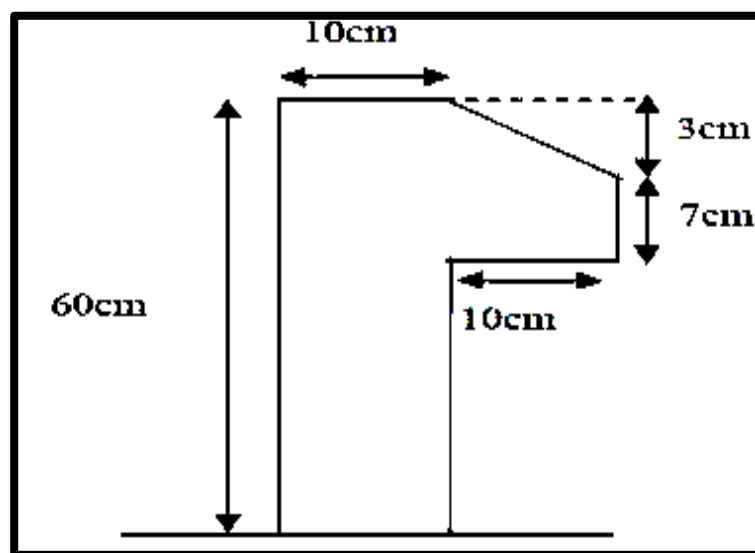


Figure II.15. Section transversale de l'acrotère.

La section transversale adoptée pour l'acrotère est représentée sur la Figure 11. Pour le calcul, on considère une bande d'un mètre linéaire (1.00 ml) de largeur. Cet élément est sollicité en flexion composée sous l'action de :

- ❖ **Son poids propre (G)** : Agissant comme un effort normal vertical.
- ❖ **La surcharge horizontale (Q)** : Due à la main courante ou à la poussée des personnes, agissant comme un moment fléchissant à la base.

II .6.1. Calcul des charges de l'acrotère

Le calcul des sollicitations s'effectue pour une bande de 1 mètre linéaire. L'acrotère est soumis à son poids propre (effort normal) et à une surcharge horizontale due à la main courante (moment fléchissant).

❖ Charge permanente (G)

Le poids propre G correspond au poids volumique du béton armé multiplié par la surface de la section transversale de l'acrotère : $G=S \times \rho \times 1m$

❖ Charge d'exploitation (Q)

Selon le DTR B.C.2.2, pour une terrasse inaccessible, on considère une force horizontale agissant sur la main courante : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

II .7. PREDIMENSIONNEMENT DES BALCONS

Les balcons du projet sont conçus comme des dalles pleines fonctionnant en console, encastrées au niveau des poutres ou des voiles périphériques. Pour un débord maximal de 1.00 m, une épaisseur de 15 cm a été retenue afin de satisfaire aux conditions de flèche et de rigidité. Le tableau suivant récapitule l'inventaire des charges (permanentes et d'exploitation) agissant sur la structure :

Tableau II.8 Charges de la dalle pleine du balcon.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	18	0.015	0.27
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			$G = 5,24 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

II .8. PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Dans une structure, la circulation verticale est assurée par les escaliers ou les ascenseurs, permettant le flux des usagers et des équipements entre les niveaux.

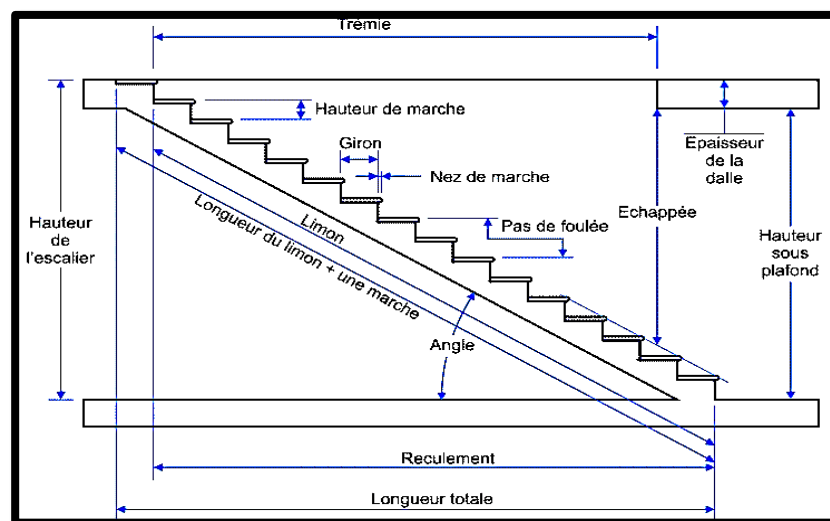


Figure II. 16. Eléments composants d'un escalier.

II .8.1. Critères de Confort (Loi de Blondel)

Pour garantir un usage ergonomique et sécurisé, les dimensions des marches (hauteur h) et des giron (largeur g) doivent respecter la relation de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}.$$

II.8.2. Paramètres retenus pour le projet

- ✓ Hauteur de marche (h) : 17 cm.
- ✓ Giron (g) : 30 cm.
- ✓ Vérification : $30 + (2 \times 17) = 64$ cm.

Le critère est vérifié et correspond au confort optimal pour un bâtiment d'habitation ou de bureaux.

II.8.3. Caractéristiques Géométriques

L'escalier retenu est de type à deux volées droites adjacentes à la cage d'ascenseur. Les caractéristiques pour le RDC et les étages courants sont synthétisés ci-dessous :

Tableau II. 9. Caractéristiques de l'escaliers.

Caractéristique	Valeur (RDC/Etage courant)
Hauteur d'étage	3.06m
N contremarches Volée1 et 2	9
h volée	1.53m
L volée	1.25m
L paillasse	2.85m

II.8.4. Inclinaison de la paillasse

La pente α est constante pour toutes les volées :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

II.8.5. Calcul de la portée (L)

Pour une volée de 9 contremarches, nous avons 8 giron. La longueur horizontale projetée est :

$$L = 8 \times 30 = 2.40m$$

La longueur développée de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) est

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(2.40^2 + 1.53^2)} = 2.846 m.$$

II.8.6. Détermination de l'Épaisseur de la Paillasse (e_p)

L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos est déterminée en fonction de la portée de la volée la plus défavorable (RDC). On utilise la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{284,62}{30} \leq e_p \leq \frac{284,62}{20}$$

$$\Rightarrow 9,49 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,23 \text{ cm}$$

En tenant compte des résultats obtenus, nous adoptons une épaisseur de 12 cm pour la paillasse et le palier de repos.

Tableau II.10. Charges de la dalle pleine du palier.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3.00
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			$G = 4.78 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Tableau II.11. Charges de la dalle pleine de la paillasse.

Désignation	Poids volumique $\rho(\text{kN/m}^3)$	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m^2)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	$0.025 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.39
Enduit de ciment	18	0.01	0.18
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{0.12}{\cos 29.54}$	3.45
Poids propre des marches	22	$0.17 \times \frac{1}{2}$	1.87
Matière de pose	18	0.02	0.02
Charge permanente			$G = 6.95 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

II.9. CONCLUSION

Le prédimensionnement rigoureux des composants de la structure est un préalable essentiel à la réussite du projet. Nous avons ici dimensionné l'ensemble des éléments structuraux, qu'ils soient principaux (poteaux, poutres, voiles, dalles) ou secondaires (acrotères, balcons, escaliers).

Ce travail permet d'entamer l'analyse des charges et la modélisation avec des données cohérentes.

CHAPITRE III:

CALCUL DE SELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments structuraux (planchers, poutres, poteaux et voiles) constitue une étape cruciale et préliminaire de l'étude. Son objectif principal est de définir les sections optimales capables de reprendre les diverses actions et sollicitations mécaniques. Cette démarche s'appuie rigoureusement sur les prescriptions réglementaires en vigueur, notamment le RPA 2024, le BAEL 91 et le DTR B.C.2.2. À cet effet, une descente de charges (permanentes et d'exploitation) a été effectuée afin de quantifier les efforts transmis à chaque élément porteur, depuis le plancher terrasse jusqu'aux fondations. Les éléments secondaires sont des parties de la structure qui, bien qu'elles ne fassent pas partie du système de contreventement principal, jouent un rôle essentiel dans la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage. Leur calcul est primordial pour assurer une transmission correcte des charges verticales vers les éléments porteurs.

III.2. PLANCHERS A CORPS CREUX

Les planchers sont des plateformes horizontales séparant les différents niveaux d'une construction. Ils assurent deux fonctions principales :

Fonction structurelle (Résistance) : Ils supportent leur poids propre ainsi que les charges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs verticaux (poteaux/voiles).

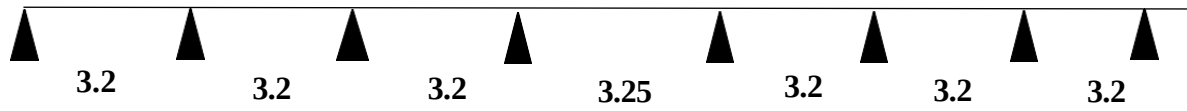
Fonction de confort : Ils servent d'isolants thermiques et acoustiques entre les étages.

III.3. TYPES DE POUTRELLES

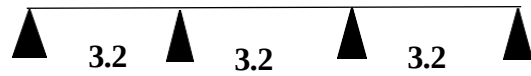
Dans ce projet, le plancher est constitué de poutrelles préfabriquées et d'un corps creux. On distingue 3 types de poutrelles (solives) selon leurs portées et leurs conditions d'appui (**Figure III.1**).

III.3.1. Etage courant

❖ Type 1



❖ Type 2

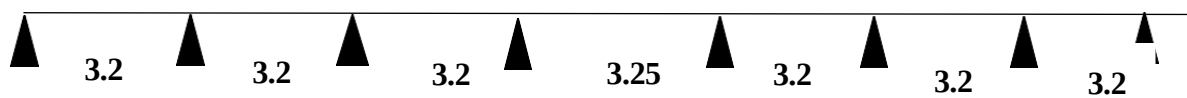


❖ Type 3



III.3. 2. Terrasse

❖ Type 4



❖ Type 5



Figure III.17. Différents types de poutrelles.

III.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Pour déterminer les sollicitations (moments fléchissant et efforts tranchants) agissant sur les poutrelles, nous nous référons aux règles de calcul du CBA 93 (Béton Armé). Le choix de la méthode dépend de la régularité des travées et de l'intensité des charges :

❖ Méthode forfaitaire

Elle est applicable lorsque les quatre conditions suivantes sont simultanément vérifiées :

- a. La charge d'exploitation Q est modérée : $Q \leq \min (2G; 5KN/m^2)$.
- b. Les moments d'inertie des sections transversales sont constants sur les différentes travées.
- c. Le rapport des longueurs entre deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

$$0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- d. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable pour la tenue des bétons et des armatures.

❖ Méthode de Caquot

Elle est utilisée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas remplie, notamment en cas de fortes charges ou de disparité importante entre les portées des travées.

III.5. APPLICATION DE LA METHODE DE FORFAITAIRE

Après vérification des caractéristiques géométriques et des charges de notre structure (extraites du plan de coffrage et des inventaires de charges), nous constatons que les quatre conditions (a, b, c et d) sont respectées.

En conséquence, la méthode forfaitaire est adoptée pour le calcul des 3 types de poutrelles identifiés :

- ✓ **Type 01** : Poutrelle continue sur 7 travées.
- ✓ **Type 02** : Poutrelle continue sur 3 travées.
- ✓ **Type 03** : Poutrelle continue sur 2 travées.
- ✓ **Type 04** : Poutrelle continue sur 7 travées.
- ✓ **Type 05** : Poutrelle continue sur 2 travées.

Les calculs sont effectués pour le plancher Étage Courant ainsi que pour le plancher Terrasse.

Tableau III.12. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

Types de poutrelle		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travers [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-5.891	-4.256	4.491	3.244	10.44	7.542
2	Etage courant	-5.84	-4.225	5.22	3.77	10.32	7.46
3	Etage courant	-6.566	-4.743	4.078	2.946	10.76	7.780
4	Terrasse	-6.10	-4.45	4.654	3.39	10.81	7.886
5	Terrasse	-6.80	-4.96	4.226	3.080	15.69	11.44

III.6. FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE

Le calcul du ferrailage est effectué pour la situation la plus défavorable parmi les 3 types de poutrelles identifiés. Nous utilisons les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums obtenus par la méthode forfaitaire.

La section transversale de la poutrelle à considérer est une section en T (Figure 15), correspondant à un plancher à corps creux (16+4) avec un entre-axe de 0,60 m.

Tableau III.13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN.m]
ELU	6.80	5.22	15.69
ELS	4.96	3.77	11.44

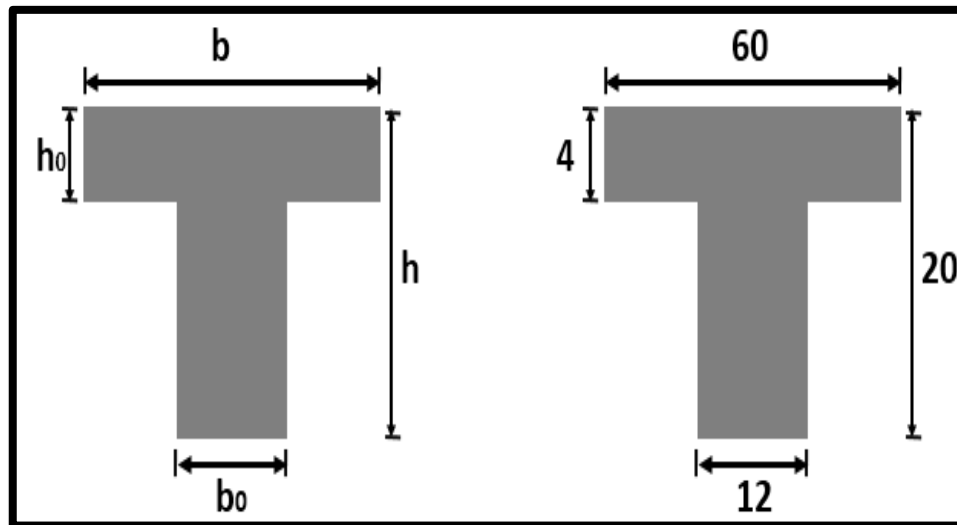


Figure III.18. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.

Après avoir effectué les calculs de ferrailage à l'ELU et vérifié les contraintes à l'ELS (fissuration peu préjudiciable), nous avons déterminé les sections d'acier nécessaires pour les poutrelles.

Le choix des armatures longitudinales et transversales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles.

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2HA10	2 Ø 6
En travée	2HA10	2 Ø 6

III.6.1. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Pour garantir la sécurité de l'ensemble du plancher, le calcul est effectué pour la situation la plus défavorable.

a - État Limite Ultime (ELU) :

Nous utilisons les moments maximaux suivants :

- ✓ En travée : $M_t = 5.22 \text{ kN.m.}$
- ✓ En appuis : $M_a = 6,80 \text{ kN.m.}$

❖ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

Le moment équilibré par la table de compression est donné par :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec

$$b_f=60\text{cm}, h_f=4\text{cm}, d=18\text{cm}$$

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Puisque $M_t = 5,22 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m}$, l'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure III.3).

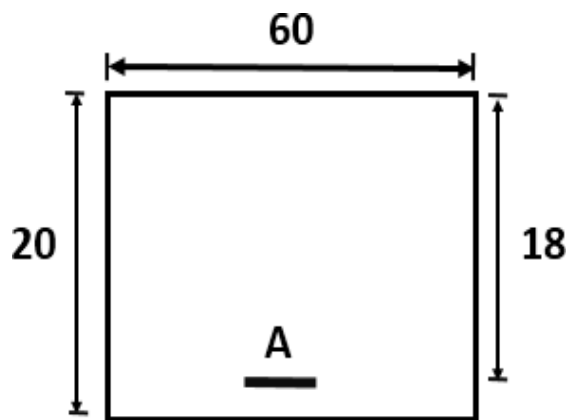


Figure III.19. Section de ferrailage

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{t\max}''}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5220}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0189$$

$$\mu = 0,0189 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\text{et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0238$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

❖ Détermination des armatures A_s

$$A_{cal} = \frac{M_{tmax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6930}{435 \times 0,990 \times 18} = 0,893 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,208 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0,893 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

$$2T10 \rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

b- Etat limite de service (ELS)

$$M_{tmax}^s = 3,77 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE500 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{w28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tmax}^u}{M_{tmax}^s} = \frac{5,22}{3,77} = 1,38$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max}^u = 15,69 \text{ kN}$$

❖ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 15,69 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

❖ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{V_s}{f_e} \times [T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}]$$

$$A_1 = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} [15690 + \frac{-6140}{0,9 \times 18}] \cdot 10^{-2} = -0,63 \text{ cm}^2$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

❖ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15690}{12 \times 18 \times 100} = 0,726 \text{ MPa .}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa .}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa .}$$

La condition est vérifiée. Les armatures transversales (cadres + étriers) seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

❖ Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \geq \min (\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm .}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ct} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ avec : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm .}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.7. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

La dalle de compression (d'une épaisseur de 4 cm) doit être ferrillée par un treillis soudé disposé dans les deux sens (perpendiculaire et parallèle aux nervures). Ce ferrillage a pour but de :

- ✓ Résister aux efforts résultant des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Assurer la répartition des charges localisées entre les nervures voisines.
- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait thermique et hydraulique.

III.7.1. Conditions réglementaires (BAEL 91)

Les dimensions des mailles de la nappe ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.7.2. Calcul des sections d'armatures

La distance entre axes des poutrelles est $L_n = 60$ cm. Puisque $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

La section des armatures perpendiculaires (A_1) est calculée par la formule suivante :

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_1)

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Espacement** : $St = 20\text{cm}$.
- **Choix** : $5\phi 6\text{ml} \Rightarrow A_2 = 1.41\text{cm}^2$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles (A_2)

- **Espacement** : $St = 20\text{cm}$
- **Choix** : pour des raison pratiques de mise en œuvre, on adopte la même section : $5\phi 6\text{ml} \Rightarrow A_2 = 1.41\text{cm}^2$

Le ferrillage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, avec des mailles de $20 \times 20\text{cm}^2$ (**Figure III.4**).

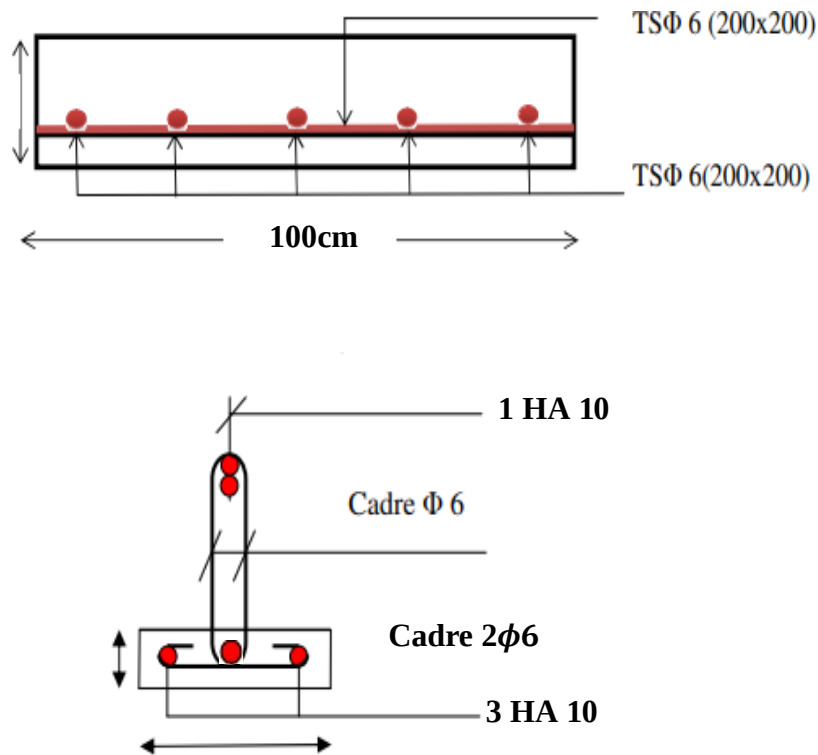


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.8. ETUDE DU BALCON

Le bâtiment est équipé de balcons constitués de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, encastrées au niveau du plancher pour assurer la transmission des efforts.

III.8.1. Évaluation des charges

Les charges agissant sur le balcon sont définies comme suit :

- ❖ Charges permanentes (poids propre + revêtement) : $G_1 = 5.24 \text{ kN/m}^2$.
- ❖ Surcharges d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- ❖ Charge du garde-corps (concentrée à l'extrémité) : $G_2 = 1 \text{ kN/ml}$.

III.8.2. Calcul des charges sur le balcon

Les calculs sont effectués pour une bande de 1.2m ($b = 1.2 \text{ m}$).

a- Etat Limite Ultime (ELU) :**❖ Charge répartie (qu)**

$$qu = (1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot Q1) \cdot b$$

$$qu = (1.35 \times 5.24 + 1.5 \times 3.5) \times 1.2 = 14.78 \text{ kN /ml}$$

❖ Charge concentrée du garde-corps (pu)

$$Pu = (1.35 \cdot G2)$$

$$Pu = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ kN /ml}$$

b- Etat Limite Service (ELS) :**❖ Charge répartie (qs)**

$$qs = (G1 + Q1) \times b$$

$$qs = (5.24 + 3.5) \times 1.2 = 10.49 \text{ kN/m}$$

❖ Charge concentrée du garde-corps (ps) :

$$Ps = G2 = 1 \text{ kN/ml}$$

c- Détermination des sollicitations

Les moments fléchissant et les efforts tranchants ont été déterminés à l'aide du logiciel RDM 6.

Le modèle statique considère une poutre console encastrée à une extrémité et soumise à une charge répartie (q) et une charge concentrée (P) à l'extrémité libre (**Figure III.21.**).

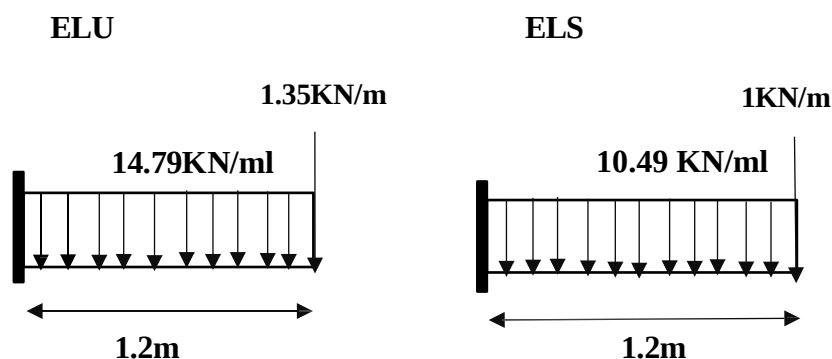


Figure III.22. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

d- Résultats des calculs

Les valeurs maximales obtenues à l'encastrement sont regroupées dans le tableau suivant

Tableau III.4. Eléments de réduction (M, T) du balcon

	Moments en appuis [KN.m]	Effort tranchant [KN]
ELU	– 12.26	19.10
ELS	– 8.75	13.35

III.8.3. Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU). La section considérée pour le ferrailage est une bande de largeur 1.2 m et d'épaisseur 15 cm.

Données de calcul :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MP.}$$

$$M_u = 12.26 \text{ kN.m}$$

(D'après **Tableau. III.15**)

❖ Calcul des armature longitudinales A_s **🌈 Moment réduit μ_u**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.26 \times 10^6}{1000 (135)^2 \times 14.2} = 0.049$$

$\mu_u = 0.049 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section sera ferrillée uniquement par des armatures tendues (pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

🌈 Calculer du bras de levier Z

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = 0.9856$$

Section d'acier nécessaire (Acal)

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.26 \times 10^3}{13.5 \times 0.985 \times 435} = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2.1}{500} = 1.30$$

On adopte:

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix: } 4\text{HA}10 / \text{ml} \rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de 25 cm

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Article A.5.1.2)

$$V_u = 19.20 \text{ KN}$$

La contrainte limite :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.20 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.142 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{w28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}.$$

→ Condition Vérifiée.

Vérification de la flèche

Étant donné que toutes les conditions requises pour le calcul des flèches sont vérifiées ($h/L \geq 1/10$ pour une console), il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche réelle.

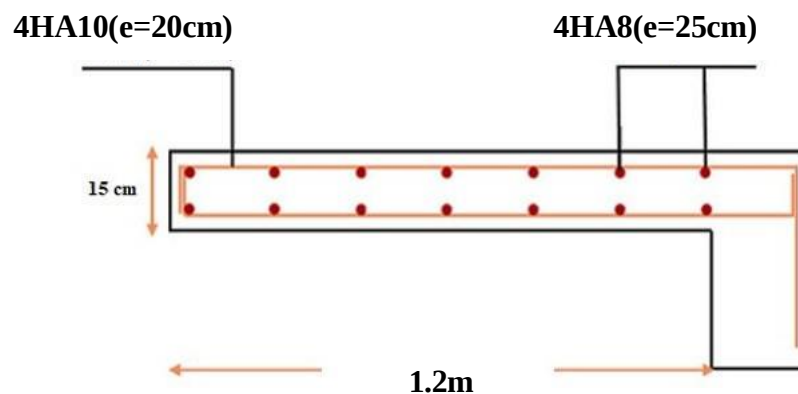


Figure III.23. Schéma de ferrailage du balcon.

III.9. ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé situé en périphérie des planchers terrasses. Il assure trois fonctions principales :

- ✓ **Sécurité** : Il sert de garde-corps pour prévenir les chutes de personnes.
- ✓ **Étanchéité** : Il prévient l'écoulement des eaux pluviales directement sur la façade.
- ✓ **Maintenance** : Il fait office de point d'ancrage pour le matériel d'entretien du bâtiment.

III.9.1. Hypothèses de calcul

Le calcul est mené pour une bande linéaire de 1 mètre en utilisant la méthode de la flexion composée au niveau de la section d'encastrement (base de l'acrotère). Exposé aux intempéries, l'acrotère est soumis aux vérifications de fissuration (fissuration préjudiciable) aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS).

III.9.2. Évaluation des sollicitations

L'élément est sollicité par son poids propre (G) et une surcharge d'exploitation

($Q = 1 \text{ kN/ml}$) appliquée horizontalement au sommet.

III.9.3. Calcul de la surface de l'acrotère

La section transversale de l'acrotère est décomposée en deux surfaces élémentaires (le corps vertical et le couronnement) :

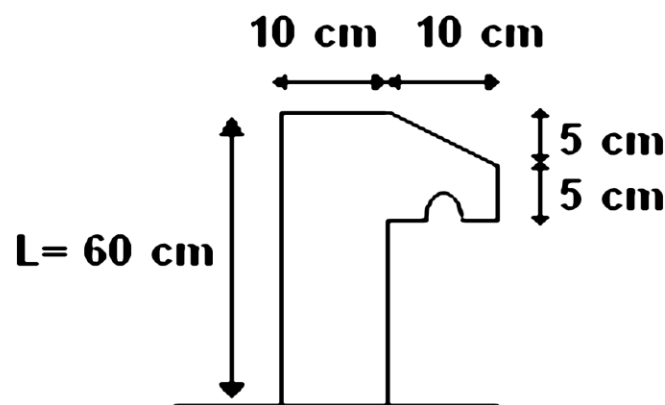


Figure III.24. Coupe transversale de l'acrotère.

❖ Surface1 (S1) (Partie verticale)

$$0.60 \times 0.10 = 0.0600 \text{ m}^2$$

❖ Surface1 (S1) (Partie supérieure /triangle)

$$\frac{(0.02 + 0.10) \times 0.15}{2} = 0.0090 \text{ m}^2$$

❖ Surface Totale

$$S1 + S2 = 0.0600 + 0.0090 = 0.069 \text{ m}^2$$

Cette valeur de surface (0.069 m^2) sera utilisée pour le calcul du poids propre de l'élément.

Tableau III.16. Charges d'acrotère.

Poids propre	Enduit ciment	Charge Permanente(G)	Surcharge exploitation(Q)
$0,069 \times 25 = 1,725$	$0,015 \times 1,47 \times 18 = 0,4$	2.125	1.00

Conformément au RPA 2024, la force horizontale sismique (F_p) est calculée selon la formule:

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

A : Coefficient d'accélération zonal.

C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 2024.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 18) \times 2.125 = 0.551 \text{ kN}$$

Centre de pression :

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

L'acrotère est modélisé comme une console dont le schéma statique (**Figure III.25**) est le suivant

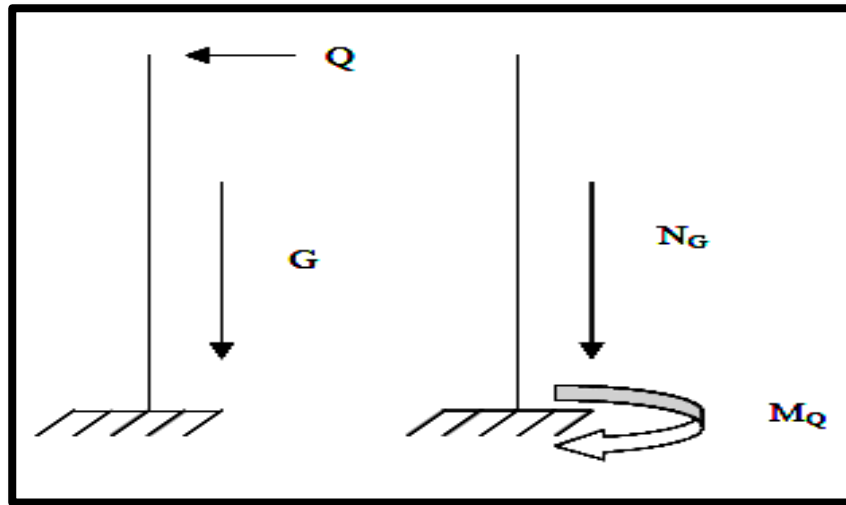


Figure III.26. Schéma statique de l'acrotère.

III.9.4. Sollicitation de calcul

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base, soumise à la flexion composée. Le tableau suivant récapitule les éléments de réduction obtenue

Tableau III.17. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)
ELU	0.90	2.86	1.5
ELS	0.60	2.125	1.00

III.9.5. Ferrailage de l'acrotère

Le calcul est mené pour une section rectangulaire ($h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$)

a- Calcul à l'ELU:

L'excentricité $e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,86} = 0,314 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow$ montre que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. La section est donc partiellement comprimée (SPC).

✚ Moment fictif par rapport aux aciers

$$M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_1 = 2.86 \cdot \left(0.314 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0,984 \text{ kN.m}$$

✚ Moment réduit μ

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bw}} = \frac{984}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,20} = 0,0108 < 0,392 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

Détermination de section d'acier (At)

$$HA_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0108}) = 0,0135$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,0135 = 0,9946$$

$$A_1 = \frac{982}{435 \cdot 0,9946 \cdot 0,08} = 0,355 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la section d'acier réelle A_{cal}

Puisque la section est partiellement comprimée (SPC), nous devons déduire l'effet de l'effort normal de compression N :

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,355 - \frac{28,60}{435} = 0,289 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

La section minimale d'armateurs est calculée selon BAEL 91 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 0,77 \text{ cm}^2$.

Choix des armatures : 4HA8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$). Avec un espacement de $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

Les armatures de répartition sont disposées perpendiculairement aux armatures principales pour assurer la cohésion du béton et reprendre les efforts de retrait.

Selon les règles du **BAEL 91**, la section des armatures de répartition est calculée comme suit :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

Pour des raisons de réalisation et rigidité de la cage d'armateurs nous adoptons :

4HA8 ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$).

L'espacement St

$S_t = \frac{100 - 2 \cdot c}{n - 1} = \frac{100 - 4}{3} = 32 \text{ cm}$ (On prend $S_t = 25 \text{ cm}$ pour uniformiser avec les armatures principales).

III.9.6. Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)

Nous devons vérifier que le béton peut résister à l'effort tranchant maximal sans l'utilisation d'armatures transversales.

🚧 Effort tranchant ultime

$T_u = 1.5 \text{ kN}$ (D'après le tableau 18).

🚧 Contrainte tangente de travail (τ_u)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1500}{1000 \cdot 80} = 0.0187 \text{ MPa}$$

🚧 Contrainte limite admissible ($\bar{\tau}_u$)

Puisque la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(2.50 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa}$$

🚧 Vérification :

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée)}$$

Il n'y a donc aucun risque de rupture par cisaillement.

a- Calcul à l'ELS:

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}; 110 \cdot \sqrt{\frac{f_{t28}}{f_{c28}}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 500}{3}; 110 \cdot \sqrt{\frac{1.6}{25}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2.125 \text{ kN}$$

$$e = \frac{0.60}{2.125} = 0.28 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - \frac{h}{2} = -0.28 - \frac{0.1}{2} = -0.33 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6N_{Ast}}{b}(d - c) = -3265.34 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6N_{Ast}}{b}(d - c)^2 = 71864.064 \text{ cm}^3$$

Y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cos(\varphi/3) = 43.17 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79.86 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos (\varphi/3+120) = 36,67 \text{ cm}$$

Avec $a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$

La solution qui convient est $y_2 = 43,17$ cm

$0 < y_1 = y_2 + c = 43,17 - 40,56 = 2,62$ cm $< h = 10$ cm

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62$ cm.

✚ Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_S(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 42,72 \text{ cm}^3$$

✚ Contrainte du béton

$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$ avec $\bar{\sigma}_b = 15$ MPa

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} = \frac{1687}{100 \times 42.72} = 0.39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✚ Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

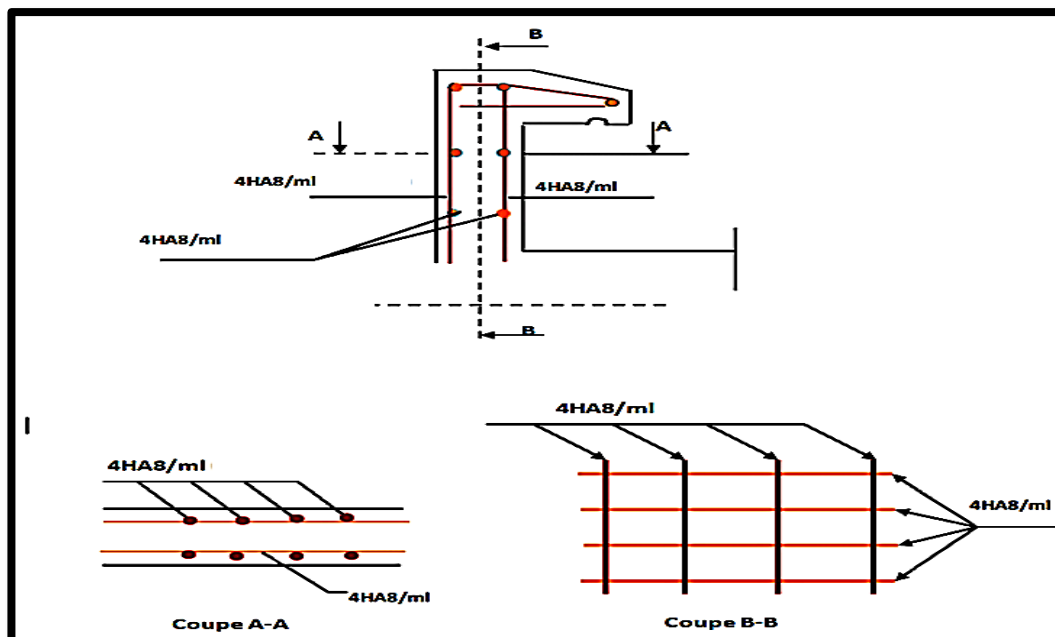


Figure. III.28. Ferrailage de l'acrotère.

III.10. ESCALIERS

Les escaliers sont des éléments structuraux constitués d'une succession de gradins permettant la circulation verticale entre les différents niveaux d'un ouvrage. Ils jouent un rôle crucial en tant qu'issue de secours en cas d'incendie. Structurellement, ils se composent d'une dalle inclinée appelée paillasse et de dalles horizontales nommées paliers, l'ensemble étant coulé sur place.

III.10. 1. Combinaisons de charges

En se référant aux charges permanentes (G) et d'exploitations (Q) calculées dans le chapitre 2, les combinaisons de charges agissant sur l'escalier selon le règlement BAEL 91 sont les suivantes :

❖ **À l'État Limite Ultime (ELU) :**

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,95 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,13 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,78 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,20 \text{ kN/m}$$

❖ **À l'État Limite de Service (ELS) :**

$$q_{\text{paillasse}} = 6,95 + 2,5 = 9,45 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{palier}} = 4,78 + 2,5 = 7,28 \text{ kN/m}$$

III.10. 2. Calcul des sollicitations des escaliers

Le calcul des efforts internes est effectué en considérant l'escalier comme une poutre reposant sur des appuis simples, soumise à des charges réparties (Paillasse et Palier) comme illustré dans le schéma statique (Figure 24). Bien que le modèle théorique sur appuis simples suppose un moment nul aux extrémités, la liaison monolithique entre la paillasse et les éléments porteurs induit une certaine continuité réelle.

❖ **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

$$e_0 = 12 \text{ cm (Déterminée lors du prédimensionnement).}$$

❖ **Longueur de la paillasse :**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(2,40^2 + 1,53^2)} = 2,8462 \text{ m}$$

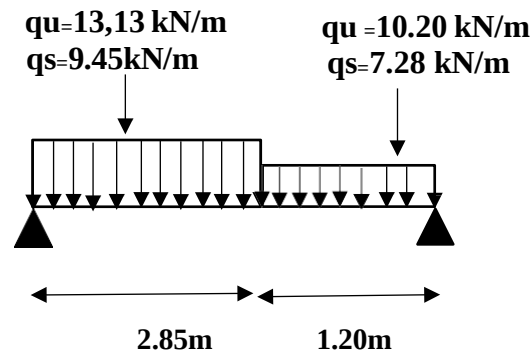
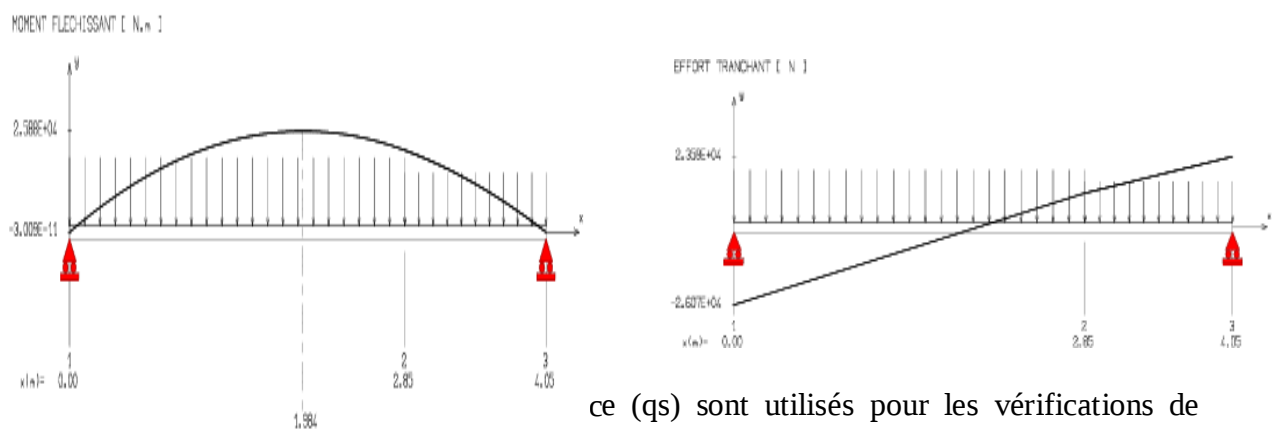


Figure. III.29. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant

Pour pallier ce phénomène et prévenir tout risque de fissuration au droit des appuis, un moment forfaitaire en appui est pris en compte, fixé à 30% du moment maximal calculé en travée. La détermination des moments fléchissant (M) et des efforts tranchants (T) a été réalisée à l'aide du logiciel RDM6, pour l'État Limite Ultime (ELU) et l'État Limite de Service (ELS).

❖ État Limite Ultime (ELU) :

Les diagrammes suivants présentent la distribution des efforts sous la combinaison de charges majorées (q_u).



ce (q_s) sont utilisés pour les vérifications de

Figure. III.30. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU

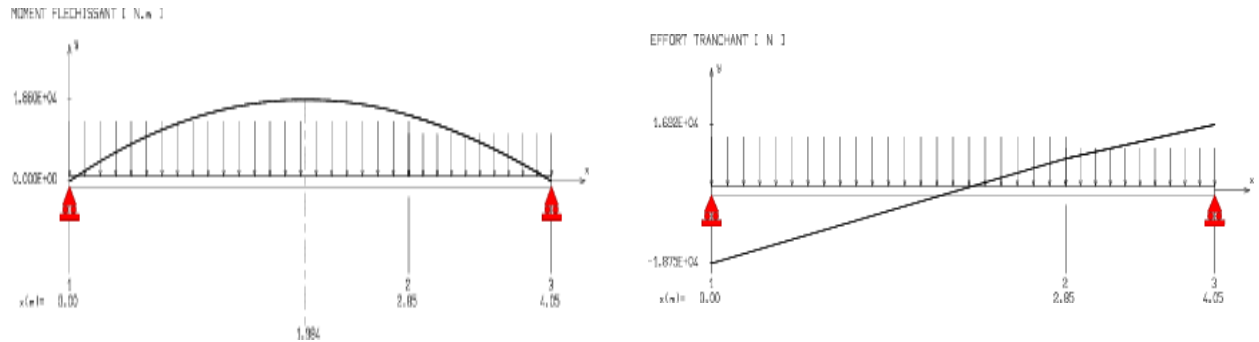


Figure. III.31. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS.

Les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, ainsi que l'effort tranchant maximal extraits des simulations précédentes, sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau III.18. $M_{\max}$ en appui et en travée et $T_{\max}$ de l'escalier en ELU et ELS

	$M_{\max}$ (travée) [KN.m]	$M_{\max}$ (appui) [KN.m]	$T_{\max}$ [KN]
ELU	21.99	-7.76	23.59
ELS	15.81	-5.58	16.92

III.10. 3. Etude et ferrailage de l'escalier (calcul actualisé)

Le calcul est effectué pour un bond de $b=100\text{cm}$ avec une hauteur $d=10.8\text{cm}$ ($d=0.9 \times h$).

L'acier utilisé est de type FeE400

a- Ferrailage en travée

On utilise le moment maximal à l'ELU :

$$M_u = 21.99 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{21990}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14,2} = 0,132 < 0,392 \text{ (Acier FeE500) : pas armatures de compression,}$$

la section est en pivot A.

❖ **Paramètres de calcul (α et β)**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,132}) = 0,177$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,177 = 0,929$$

❖ **Section d'acier théorique (A_{cal})**

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{25880}{0,929 \cdot 10.8 \cdot 435} = 5.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité (A_{min})**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures:**

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(5.92 ; 1,04 \text{ cm}^2) = 7,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 7HA12 (7.92 cm²) avec e=25 cm

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA8 = (2,01 cm²) avec e=25 cm

b- Ferrailage en appui :

On utilise le moment forfaitaire : $M_a = -7.76 \text{ KN.m}$

❖ **Moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{7760}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14,2} = 0,047$$

$\mu < 0,392$: la section est en pivot A

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,047}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,060 = 0,976$$

❖ **Section d'acier théorique (A_{cal})**

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7760}{0,976 \cdot 10.8 \cdot 435} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5HA12 (5.65 cm²)

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8 ($A=2.01 \text{ cm}^2$)

c- Vérification à l'ELS :

Le rapport $\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{25.88}{18.60} = 1,39$ Comme $\alpha = 0,184 < 0,45$, les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

❖ Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23590}{100 \cdot 108} = 0.218 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 2.50 \text{ Mpa}$, il n'y a pas de risque de cisaillement.

d- Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{et} \quad f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

$$M_{S \max} = 18600 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{18600 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,031 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$f = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = 0.81 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Tableau III.19. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers.

Position	Armatures de Longitudinale (cm ²)	Escapement(cm)	Armatures de repartition (cm ²)
En travée	7 HA 12	15	4HA8
En appui	5 HA 12	20	4HA8

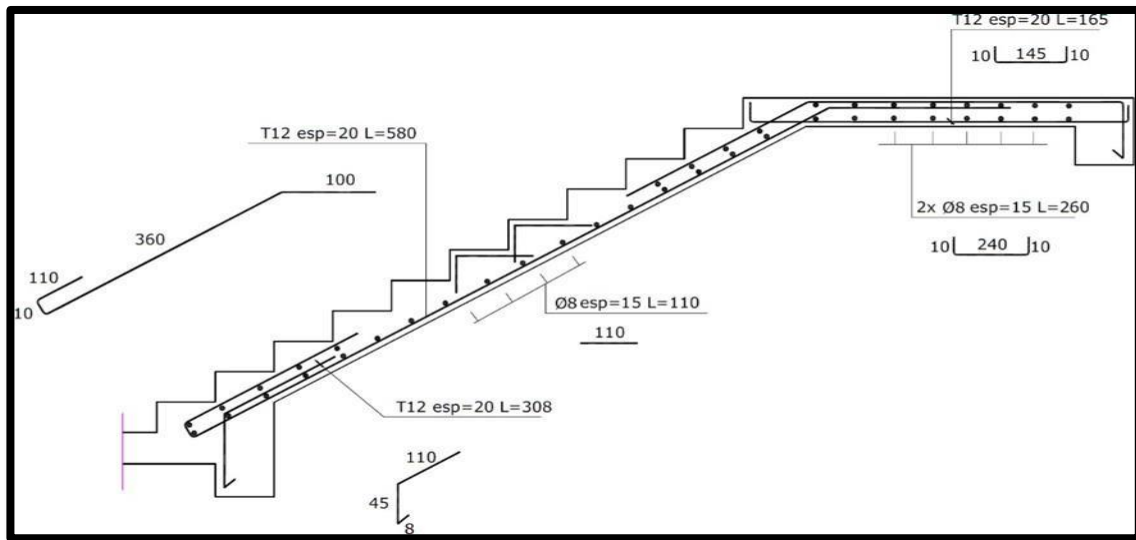


Figure III.32. Ferrailage de les escalier.

III.11. CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'achever l'étude technique et le ferrailage des éléments secondaires ainsi que des planchers. Les résultats obtenus peuvent être synthétisés comme suit :

- ✓ **Les Planchers :** Le dimensionnement a assuré une transmission optimale des charges vers l'ossature, tout en respectant les critères de rigidité et de flèche.
- ✓ **L'Acrotère :** Le ferrailage a été conçu en flexion composée pour résister aux sollicitations sismiques (RPA 2024), avec un enrobage de 25 cm garantissant sa protection.
- ✓ **Les Escaliers et Balcons :** Ces éléments ont été calculés pour supporter les charges permanentes et d'exploitation, tout en satisfaisant aux conditions de non-fragilité.
- ✓ **Conformité :** L'ensemble des calculs a été validé selon les règlements BAEL 91 et RPA 2024, assurant la sécurité et la durabilité d'un bâtiment R+5.

L'achèvement de cette étude constitue une étape essentielle avant d'entamer

la modélisation dynamique et le ferrailage de l'ossature principale.

CHAPITRE IV:

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Le séisme se définit comme une vibration brutale du sol, résultant d'une libération soudaine d'énergie accumulée dans la croûte terrestre. Face à l'imprévisibilité de ce phénomène, la conception parasismique demeure la stratégie de prévention la plus efficace.

Une telle approche repose sur des critères techniques cohérents visant à protéger les vies humaines et à limiter les dégâts matériels. Pour l'analyse, la structure est modélisée selon des hypothèses simplificatrices : les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers, et ces derniers sont considérés comme des diaphragmes infiniment rigides dans leur plan (indéformables horizontalement).

Conformément au Règlement Parasismique Algérien **RPA 2024**, le calcul des forces sismiques peut s'effectuer selon trois approches :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique vise principalement à déterminer les caractéristiques intrinsèques de la structure lors de ses Vibrations Libres Non Amorties (VLNA). Cette étape est cruciale pour identifier les périodes propres et modes de vibration, permettant ainsi de quantifier les efforts et les déplacements maximaux générés par l'action sismique. Compte tenu de la complexité des structures réelles, le recours à la modélisation mathématique est indispensable pour simplifier le problème tout en conservant une précision acceptable.

IV.3. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Pour mener à bien cette étude, nous utilisons **Autodesk Robot Structural Analysis**. C'est un logiciel de calcul par éléments finis (MEF) performant, dédié à la modélisation et à l'analyse avancée des structures en béton armé.

- ✓ **Capacités d'analyse**
Il permet de réaliser des analyses statiques et dynamiques (linéaires et non linéaires).
- ✓ **Modélisation**
Il facilite la création de modèles complexes grâce à son interface paramétrique et sa compatibilité avec Revit et AutoCAD.
- ✓ **Conformité**
Le logiciel intègre des outils de vérification des sections et du ferrailage selon les codes de conception (BAEL, RPA).

✓ Résultats

Il génère des cartographies d'efforts, des diagrammes et des rapports détaillés facilitant l'interprétation technique.

IV.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE

La modélisation consiste à traduire la structure réelle en un modèle mathématique exploitable.

IV.4.1. Choix du modèle dynamique

Le modèle adopté pour notre structure R+5 consiste en une console verticale encastrée à la base. Les masses sont concentrées au centre de gravité de chaque niveau.

IV.4.2. Représentation des éléments structuraux**❖ Portiques (Poutres et Poteaux)**

Modélisés par des éléments de type "Frame" (poutre) à deux nœuds, disposant de six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.

❖ Voiles

Modélisés par des éléments de type "Shell" (coque) à quatre nœuds pour refléter leur rigidité plane.

❖ Planchers

Simulés par des diaphragmes rigides assurant la distribution des forces horizontales.

La figure ci-dessous représente le modèle numérique final utilisé pour les analyses statiques et dynamiques. Ce modèle permet de visualiser la distribution spatiale des éléments de contreventement et d'assurer que la conception répond aux exigences de stabilité imposées par le RPA 99/2024.

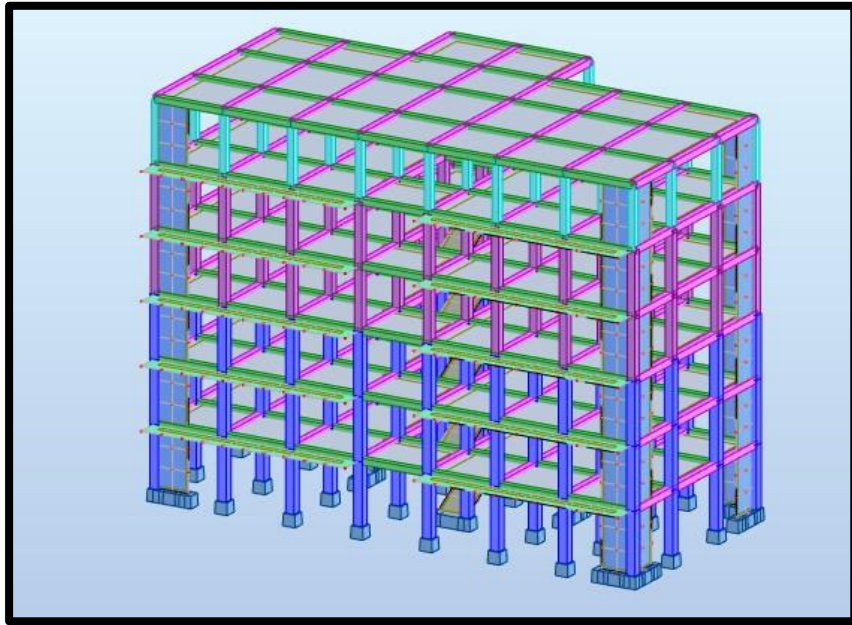


Figure IV.33. Modèle 3D de la structure.

La coupe en plan de la structure (**Figure IV.2**) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

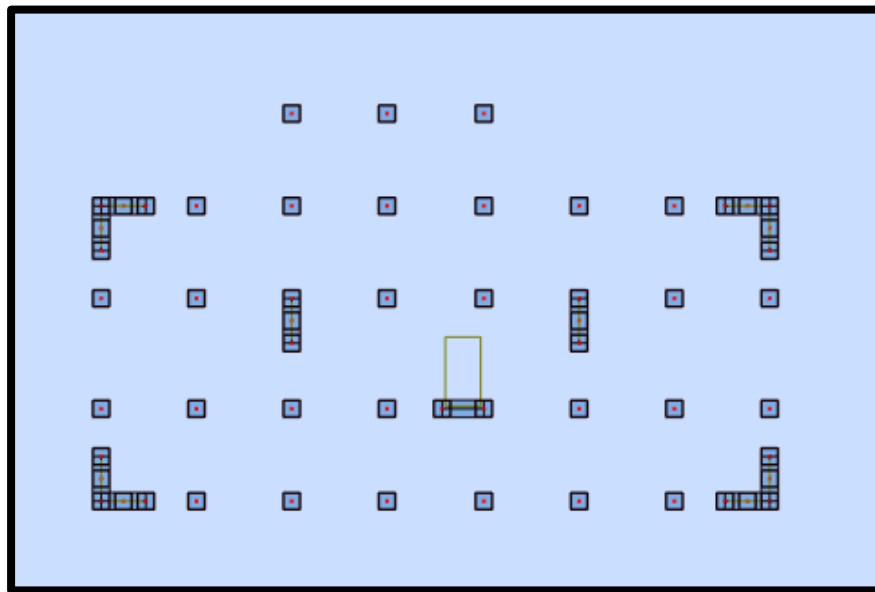


Figure IV.34. Coupe en plan de la structure a la base.

IV.4.3. Étapes de la modélisation

La démarche suivie sur le logiciel se résume ainsi :

- ❖ **Géométrie** : Définition des nœuds, des axes et de la connectivité des éléments.
- ❖ **Propriétés** : Assignation des caractéristiques mécaniques des matériaux (béton, acier) et des sections géométriques.
- ❖ **Chargement** : Définition des cas de charges statiques (G, Q) et dynamiques (Séisme).
- ❖ **Conditions aux limites** : Définition des appuis (encastremements) et des liaisons rigides (diaphragmes).
- ❖ **Spectre de réponse** : Introduction des paramètres sismiques selon la zone de l'implantation du projet.
- ❖ **Analyse et Calcul** : Lancement de la résolution du système d'équations.
- ❖ **Exploitation des résultats** : Analyse des périodes, des masses modales et des déplacements pour validation.

IV.5. PARAMETRES SISMIQUES SELON LE RPA 2024

D'après l'emplacement du projet et les caractéristiques de l'ouvrage, les paramètres suivants sont adoptés :

IV.5.1. Classification du bâtiment selon sa configuration

Selon le RPA 2024 (Art 3.5), un bâtiment est classé comme régulier en plan s'il satisfait simultanément à une série de critères géométriques et structurels. Ces critères visent à assurer une distribution équilibrée des masses et des rigidités afin de limiter les effets de torsion d'ensemble.

Les principaux critères de régularité en plan sont illustrés dans la figure ci-dessous :

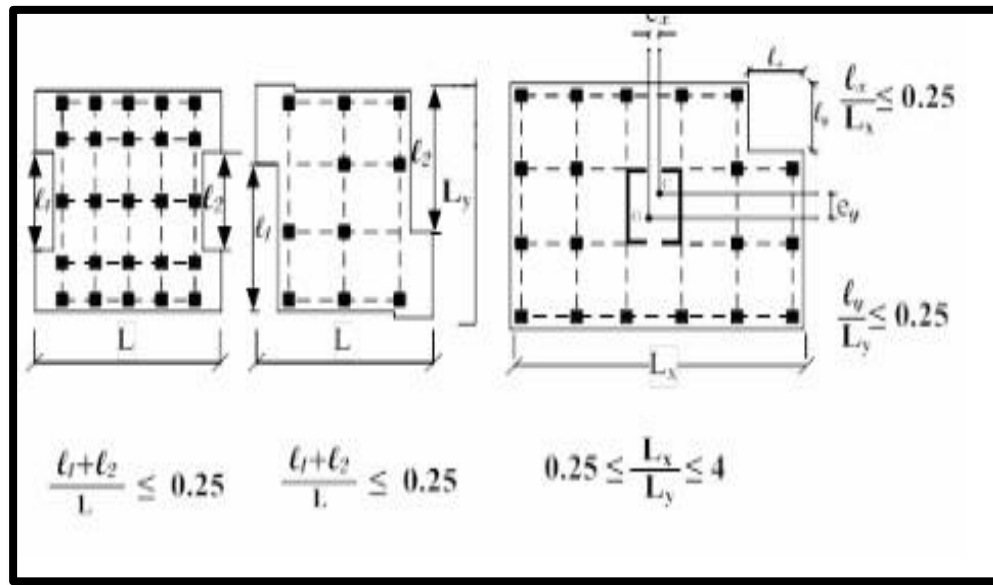


Figure IV.35. Illustration des critères de régularité en plan selon le RPA 2024.

IV.5.2. Vérification de la régularité en plan

Pour justifier la régularité, nous vérifions les deux conditions principales du RPA2024 sur votre plan :

$$Lx_1=6.4m \quad Lx_2=9.4m \quad Lx=22.45m$$

$$Ly=3.10m \quad Ly=13m$$

$$0.25 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{22.45}{13} = 1.72 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{l_{x1}+l_{x2}}{Lx} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{6.4+9.4}{22.45} = 0.70 > 0.25 \Rightarrow \text{Condition non Vérifiée.}$$

$$\frac{ly}{Ly} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{3.10}{13} = 0.23 \leq 0.25 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.5.3. Classification de la zone et du groupe d'usage

❖ Zone sismique :

Tableau IV.20. Tableau de zonage

Sismicité	Zone
Trée faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V § VI

La wilaya de Mostaganem est classée en Zone V (Sismicité fort) selon l'Annex A du RBA 2024.

❖ Groupe d'importance:

Tableau IV.21. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota : (*) signifie qu'il n'ya aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Notre projet est classé en **Groupe 2** (Bâtiments d'habitation collective d'importance moyenne).

IV.5.4. Système de contreventement et coefficient de comportement

La structure est dotée d'un système mixte (portiques + voiles), où le transfert des charges est assuré conjointement par l'ossature et les voiles.

- **Coefficient de comportement (R) :** Pour ce système, la valeur adoptée est $R = 4,5$

IV.5.5. Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité est défini par la formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

D'après l'analyse des critères (Tableau 23), nous retenons :

Tableau IV.22. Résumé les valeurs des pénalités.

(a)	1. Régularité en plan	
	2. Régularité en élévation	0.05
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0.10
(b)	1. Régularité en plan	
	2. Régularité en élévation	0.05
	3. Redondance en plan	0.20

Facteur de qualité final : $Q_F = 1 + (0.05) = 1.05$

IV.6. SPECTRE DE CALCUL

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de réponse de calcul défini par le RPA 2024.

- ❖ **Coefficient d'accélération (A) :**

Pour la Zone V et le Groupe 2, $A = 0,25$.

IV.6.1. Paramètres du spectre de réponse

D'après le tableau 25 du RPA 2024, pour un site de classe S3, les périodes caractéristiques sont $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,60$ s et $T_3 = 2.0$ s.

Tableau IV.23. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.

Spectre type 1 (Zones IV, V, VI)	S	T_1 (S)	T_2 (S)	T_3 (S)
Site : S1	1.00	0.10	0.40	2.0
Site : S2	1.20	0.10	0.50	2.0
Site : S3	1.30	0.15	0.60	2.0
Site : S4	1.35	0.15	0.70	2.0

IV.6.2. Estimation de Période fondamentale de vibration (T_0)

La période fondamentale de vibration (T_0) est le temps nécessaire pour que le bâtiment effectue un cycle complet de vibration libre. Elle peut être estimée par les formules empiriques données par le RPA 2024.

IV.6.3. Calcul de la période empirique (T_{emp})

D'après le règlement parasismique, la formule de la période fondamentale est :

$$T_{emp} = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau ($h_N = 21.42m$)

c_T : Coefficient fonction du système de contreventement. Pour une structure mixte (portiques + voiles)

IV.6.4. Choix du coefficient C_T

Le coefficient C_T est déterminé en fonction du système de contreventement et du type de remplissage de la structure. Selon le règlement RPA 2024, les valeurs de C_T sont données par le tableau suivant :

Tableau IV. 24. Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autre types structures	0.050

Dans notre projet, le système de contreventement est assuré par un système mixte (Portiques + Voiles). Par conséquent, nous adoptons la valeur :

$$C_T = 0,050s$$

❖ Application numérique

$$T_{\text{emp}} = 0.05 \times (21.42)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_{\text{emp}} = 0.497s$$

Nous adoptons pour la suite des calculs la valeur de la période empirique $T_{\text{emp}} = 0.050s$

D'après le RPA 2024, la valeur de T_0 à utiliser dans les calculs de la force sismique doit être validée par rapport à la période calculée par la méthode numérique (Robot).

En tenant compte des limites réglementaires (1.3. Temp), nous résumons le choix dans le tableau suivant :

Tableau IV.25. Critères de sélection de T_0 .

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{Calcul}} < 1.3T_{\text{Empirique}}$	$T_0 = T_{\text{Calcul}}$
$T_{\text{Calcul}} \geq 1.3T_{\text{Empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{Empirique}}$

Pour la suite de l'étude dynamique et le calcul de la force sismique totale V , nous adoptons la période : $T_0 = 0,64 s$.

IV .7. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

D'après le RPA 2024 (Art 4.1.1), les méthodes d'analyse autorisées sont :

- a) La méthode statique équivalente.
- b) La méthode d'analyse modale spectrale.

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est classée comme irrégulière en plan (selon les critères définis à

L'Art 3.5.1 du RPA, voir section précédente).

Par conséquent, nous utilisons la Méthode d'analyse modale spectrale (Dynamique) pour le calcul sismique de notre bâtiment, en utilisant le logiciel **Robot Structural Analysais**.

IV.7.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente V_{st}

Conformément à la méthode statique équivalente du RPA 2024 (Art 4.2.3), l'effort tranchant à la base est déterminé par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w$$

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si la bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1 & \text{, autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = 0.64 < 2 \cdot T_2 = 2 \times 0.60 = 1.2 \Rightarrow \text{Donc } \lambda = 0.8.$$

IV.7.2. Spectre de calcul

Ce spectre de calcul, réglementairement défini par le RPA 2024 (Art 4.3.3), est utilisé pour représenter l'action sismique dans notre analyse dynamique. Les expressions mathématiques suivantes décrivent l'accélération spectrale design ($\frac{s_{ad}}{g}$) en fonction de la période T

$$\frac{s_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T})^\alpha & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot (\frac{T_2 T_3}{T^2}) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.60 < T = 0.64 < T_3 = 2.00 \quad \text{Donc : } A \cdot I \cdot S \cdot [2,5 \frac{QF}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}]$$

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par le tableau 3.2 du RPA 2024. **$A=0,25$**

I : coefficient d'importance, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont

Données dans le Tableau (3.10) **I=1.00**

S : coefficient de site donner par le tableau (3.3) du RPA 2024 **S=1.3**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1.05}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.60}{0.64} \right] = 0.171$$

IV.7.3. Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n W_i$

La valeur du poids total de la structure W est extraite directement des résultats du logiciel Robot Structural Analysis.

$$W = 9811.47 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } V_{st} = 0.171 \times 9811.47 \Rightarrow V_{st} = 1677.76 \text{ KN}$$

IV.7.4. Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 26 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau IV.26. Taux de participation modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	2,10	0,48	70,42	0,00	0,0	70,42	0,00
3/ 2	2,37	0,42	70,42	70,23	0,0	0,00	70,23
3/ 3	2,96	0,34	70,43	70,24	0,0	0,01	0,01
3/ 4	7,49	0,13	85,97	70,24	0,0	15,54	0,00
3/ 5	8,60	0,12	85,97	86,02	0,0	0,00	15,78
3/ 6	11,56	0,09	85,97	86,02	0,0	0,00	0,00
3/ 7	16,91	0,06	92,01	86,02	0,0	6,04	0,00
3/ 8	19,51	0,05	92,01	92,07	0,0	0,00	6,05
3/ 9	20,77	0,05	92,01	92,07	0,0	0,00	0,00
3/ 10	22,01	0,05	92,02	92,07	0,0	0,01	0,00

D'après le tableau des participations modales, l'analyse révèle que :

Le 1er mode est une translation pure selon l'axe Y (T = 0,48 s) avec une participation de 70,42%.

Le 2ème mode est une translation pure selon l'axe X (T = 0,42s) avec une participation de 70,42%.

Le 3ème mode est un mode de torsion pure (T = 0,34s).

La condition du RPA concernant la somme des masses modales effectives (> 90%) est satisfaite dès le 10ème mode.

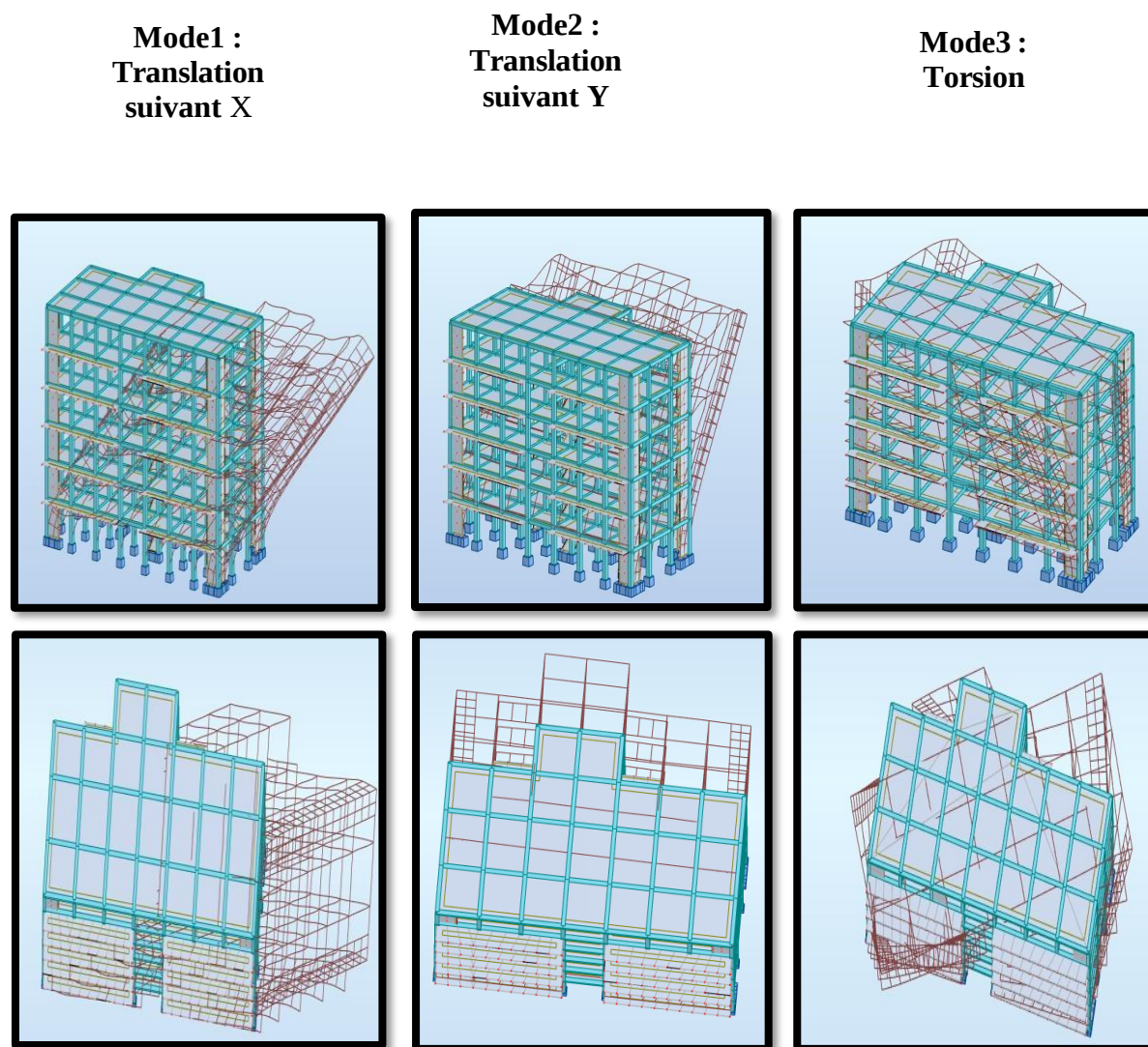


Figure IV.36. Vibration du bâtiment selon les 3 mode.

IV.7.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Conformément à l'article 4.3.6 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la méthode d'analyse modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% de l'effort tranchant statique V_{st} calculé par la méthode statique équivalente.

- ❖ **Les valeurs obtenues :**
- ❖ **Force statique calculée :** $V_{st} = 1677.76\text{KN}$
- ❖ **Seuil réglementaire (80% V_{st}) :** $0.8 \times 2835.75\text{KN} = 1342.208\text{KN}$

Le tableau suivant présente la comparaison entre les résultats du logiciel Robot (V_{dyn}) et le seuil du RPA.

Tableau IV.27. Résultante des forces sismique.

Effort Tranchants à la base	Fy	Fx
Vt (Robot)	1387.96	1941.93
V(Statique)	1342.208	1342.208
Vt /V	1.07	1.44
Condition(≥ 0.8)	Vérifiée	Vérifiée
Coefficient de majoration	PAS DE MAJ	PAS DE MAJ

IV.8. EVALUATION DES EXCENTRICITÉS

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité. Son évaluation est nécessaire pour calculer les moments de torsion induits par le séisme selon le RPA 2024

IV.8. 1.Excentricité théorique

Elle est calculée par la différence entre les coordonnées du centre de masse (\$G\$) et du centre de torsion (R) données par le logiciel Robot :

$$e_{x\text{ th}} = |X_m - X_t|$$

$$e_{y\text{ th}} = |Y_m - Y_t|$$

IV.8. 2. Excentricité accidentelle

Le RPA impose une excentricité de 5% de la plus grande dimension du bâtiment pour couvrir les incertitudes de distribution des masses :

Sens X-X : $0.05 \times L_x = 1.12\text{m}$

Sens Y-Y : $0.05 \times L_y = 0.65\text{m}$

L_x ; L_y : dimensions de la structure en plan ($L_x = 22.45.15\text{m}$; $L_y = 13\text{ m}$).

Tableau IV.28. Evaluation des excentricités.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A38 52A54 56		22,45	14,24	1,12	0,71
2	Etage 2	43 156A252 64		22,45	14,24	1,12	0,71
3	Etage 3	48 253A349 65		22,45	14,24	1,12	0,71
4	Etage 4	57 350A446 65		22,45	14,24	1,12	0,71
5	Etage 5	70 447A543 65		22,45	14,24	1,12	0,71
6	Etage 6	544A579 585A6		22,45	13,00	1,12	0,65

IV.8. 3.Vérification de la Structure

❖ Combinaisons d'actions

Les actions sismiques de dimensionnement des structures sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des combinaisons suivantes, conformément à l'article 5.2 du RPA 2024 :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

Où :

G : représente les charges permanentes.

Q : représente les charges d'exploitation non pondérées.

E : représente l'action du séisme (composantes Ex et Ey).

ψ : est le coefficient d'accompagnement, fixé à $\psi = 0.20$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

L'action sismique est supposée agir selon les deux directions horizontales X et Y. Pour le calcul des sollicitations, nous utilisons les combinaisons de Newmark suivantes :

$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Ces combinaisons nous permettent de déterminer les sollicitations les plus défavorables (Nmax, Mmax ...) pour le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

IV.8. 4.Justifications de sécurité (RPA 2024)

❖ Justification vis-à-vis de la résistance

Pour garantir la sécurité des usagers, la condition de résistance doit être vérifiée pour tous les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) ainsi que leurs assemblages :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : Sollicitation agissante de calcul (issue des combinaisons d'actions).

R_d : Sollicitation résistante de calcul de l'élément (capacité portante).

❖ Justification vis-à-vis de la ductilité

La ductilité permet à la structure de dissiper l'énergie sismique sans rupture fragile. Cette condition est considérée comme satisfaite par l'application rigoureuse des dispositions constructives (ferraillage minimal, espacement des cadres, etc.) définies dans le RPA 2024.

❖ Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Le bâtiment doit présenter une stabilité globale contre le renversement et le glissement. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement est calculé par le rapport entre le moment stabilisant (M_s) et le moment de renversement (M_r) :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.3$$

❖ Justification de la stabilité des fondations

Pour assurer la transmission des charges au sol en toute sécurité, les fondations (semelles ou radiers) sont dimensionnées sous la combinaison la plus défavorable :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_y \end{cases}$$

❖ Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La capacité des planchers doit permettre de transmettre aux éléments verticaux de contreventement les effets des forces sismiques de calcul

(cf. RPA 2024 § 6.1.2).

Les diaphragmes horizontaux doivent assurer cette transmission avec une sur-résistance suffisante.

Cette condition est considérée comme satisfaite si les effets de l'action sismique dans le diaphragme sont multipliés par un coefficient de sur-résistance de 1.3, selon les combinaisons de charges suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_y \end{cases}$$

❖ Justification de la stabilité des fondations

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (tels que les longrines, les semelles filantes, le radier général), la vérification de la capacité portante et de la stabilité doit

se faire sous des sollicitations majorées. La combinaison de charges suivante est alors appliquée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ey \end{cases}$$

❖ Vérification des déplacements inter-étages

Conformément aux exigences du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (0.01 h).

Le tableau ci-dessous résume les résultats des déformations obtenus pour chaque niveau :

Tableau IV.29. Vérification des déplacement (sens X).

Niveaux	H (mm)	δ_{ekx} (mm)	$\delta_{kx} =$ $R \cdot \delta_{ekX}$ (mm)	$\Delta_{kx}(\text{relatif}) =$ $\delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	0.01.h	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$
5 étage	3060	15	75	15	30.6	Vérifiée
4 étage	3060	12	60	15	30.6	Vérifiée
3 étage	3060	9	45	15	30.6	Vérifiée
2 étage	3060	6	30	15	30.6	Vérifiée
1 étage	3060	3	15	15	30.6	Vérifiée
RDC	3060	1	5	10	30.6	Vérifiée

Tableau IV. 30. Vérification des déplacement (sens Y).

Niveaux	H (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} =$ $R \cdot \delta_{ekX}$ (mm)	$\Delta_{kx}(\text{relatif}) =$ $\delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	0.01.h	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$
5 étage	3060	17	85	15	30.6	Vérifiée
4 étage	3060	14	70	20	30.6	Vérifiée
3 étage	3060	10	50	15	30.6	Vérifiée
2 étage	3060	7	35	15	30.6	Vérifiée
1 étage	3060	4	20	15	30.6	Vérifiée
RDC	3060	1	5	5	30.6	Vérifiée

❖ Vérification de l'effet P-D

Les effets du second ordre (P-D) correspondent aux moments additionnels générés par les charges verticales (P) agissant sur la structure déformée latéralement (D) sous l'action du séisme. Selon l'article 5.9 du RPA 2024, ces effets peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite au niveau de chaque étage :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

h_k : Hauteur de l'étage k.

Si $\theta_K \leq 0,10$: Les effets du second ordre sont négligeables.

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: Il faut majorer les sollicitations sismiques par un facteur de $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$..

Si $\theta_K > 0.20$: La structure est instable et doit être redimensionnée.

Les calculs effectués pour notre structure (Sens XX et YY) montrent que le coefficient θ est inférieur à 0.10 pour tous les niveaux, ce qui justifie la stabilité globale du bâtiment vis-à-vis de l'effet P-D.

Tableau IV.31. Vérification de l'effet P- Δ sens XX.

Niveau	h (m)	P(KN)	V _x (KN)	D(m)	θ_k	Observation
5 étage	3.06	2371	604.52	0.003	0.0038	Vérifiée
4 étage	3.06	3782	879.00	0.003	0.0042	Vérifiée
3 étage	3.06	5193	1092.03	0.003	0.0046	Vérifiée
2 étage	3.06	6702	1251.35	0.003	0.0052	Vérifiée
1 étage	3.06	8211	1352.13	0.002	0.0040	Vérifiée
RDC	3.06	9720	1387.96	0.001	0.0023	Vérifiée

Tableau IV.32. Vérification de l'effet P- Δ sens YY.

Niveau	h (m)	P(KN)	V _y (KN)	D(m)	θ_k	Observation
5 étage	3.06	2371	844.00	0.003	0.0027	Vérifiée
4 étage	3.06	3782	1234.57	0.004	0.0040	Vérifiée
3 étage	3.06	5193	1537.05	0.003	0.0033	Vérifiée
2 étage	3.06	6702	1758.65	0.003	0.0037	Vérifiée
1 étage	3.06	8211	1894.73	0.003	0.0042	Vérifiée
RDC	3.06	9720	1941.93	0.001	0.0016	Vérifiée

❖ Vérification de la classification du système de contreventement

L'objet de cette vérification est de confirmer le type de système de contreventement adopté pour notre structure R+5. Selon le règlement RPA 2024, un système est qualifié de mixte (portiques + voiles) lorsque les charges verticales sont reprises par l'ossature et les sollicitations horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.

Pour valider ce choix, nous devons justifier la répartition des efforts tranchants à la base. Les résultats obtenus via le logiciel Robot (Tableau 32) doivent démontrer que les voiles reprennent une part significative de l'effort séismique total, tout en permettant aux portiques de contribuer efficacement à la rigidité de l'ensemble.

Tableau IV.33. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portés par les voiles.

Efforts Tranchants à la base	Sense (X-X)	Sense (X-X)
Effort totale (V_{total})	1387.96	1941.93
Effort des voiles (V_{voiles})	916.17	1336.59
Ration $\frac{V_{voiles}}{V_{tota}}$	66%	68.83%

D'après les résultats du tableau 32, on remarque que les voiles reprennent une part de l'effort tranchant total à la base comprise entre 20% et 80% (selon les exigences du RPA). Cela confirme que notre structure est à système de contreventement mixte (portiques + voiles), ce qui justifie l'adoption d'un coefficient de comportement $R = 4.5$

IV .9. CONCLUSION

L'étude dynamique de notre structure R+5 a permis de confirmer son bon comportement vis-à-vis des sollicitations sismiques. L'analyse effectuée par le logiciel Robot montre que toutes les conditions de sécurité du RPA 2024 sont satisfaites, notamment en ce qui concerne la période, la participation massique et les déplacements inter-étages.

La vérification de la répartition de l'effort tranchant à la base justifie le choix du système de contreventement adopté, avec un coefficient de comportement $R = 4,5$. Cette étape valide la conception structurelle et permet de passer à la phase de détermination du ferrailage des éléments résistants.

CHAPITRE V :

ETUDES

DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre traite du dimensionnement et du ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) constituant l'ossature de notre structure R+5. L'objectif principal est de déterminer les sections d'acier nécessaires pour assurer la stabilité globale de l'ouvrage. Le calcul est mené conformément aux règlements BAEL 91 et RPA 2024, en tenant compte des exigences sévères liées à l'implantation du projet en Zone Sismique V (Zone de haute sismicité).

V.2. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion simple. Leur rôle est de reprendre les charges des planchers et de les transmettre aux éléments verticaux tout en assurant le contreventement de la structure.

V.2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

En raison de la forte sismicité de la Zone V, le ferrailage des poutres doit respecter des conditions strictes pour garantir une ductilité optimale :

a - Armatures longitudinales

Le pourcentage minimal d'acier sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % de la section brute.

Le pourcentage maximal est limité à 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.

b- Longueur de recouvrement

Elle doit être de 60ϕ (Exigence spécifique pour la Zone V afin d'assurer une parfaite transmission des efforts entre les barres).

c- Armatures transversales

La section minimale des armatures transversales est définie par : $A_t = 0.003 \cdot S \cdot b$

d- L'espacement maximal (S)

Dans la zone nodale : $S \leq \min(h/4, 12\phi)$.

En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

Les premières armatures transversales doivent être placées à 5 cm au maximum du nu de l'appui.

V.3. COMBINAISONS DE CALCUL

Pour le calcul des sollicitations les plus défavorables, nous utilisons les combinaisons suivantes

V.3.1. Combinaisons fondamentales (ELU)

$1.35G + 1.5Q$

V.3. 2. Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024

$$G+\psi.Q+E1$$

$$G+\psi.Q+E2$$

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

V.3.3. Synthèse des sollicitations maximales

Les valeurs des moments fléchissant (M) et des efforts tranchants (V) extraites du logiciel Robot pour les poutres principales et secondaires sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.34. Sollicitations de calcul maximales des poutres.

Type de poutre	Section (cm ²)	Position	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
Principale	30×35	Travée	18.63	13.61	105.65
		Appui	-29.69	-21.67	-110.21
Secondaire	30×30	Travée	13.70	10.00	70.15
		Appui	-24.25	-17.96	-77.12

Tableau V.35 .Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

Désignation	Position	A _{cal} (cm ²)	A _{mim} RPA (cm ²)	A _{mim} BAEL (cm ²)	Choix
Poutre principale (30×35)	Travée	7.8	5.25	1.15	6T14
	Appui	8.2	5.25	1.15	6T14
Poutre secondaire (30×30)	Travée	5.0	4.50	0.99	5T14
	Appui	5.6	4.50	0.99	5T14

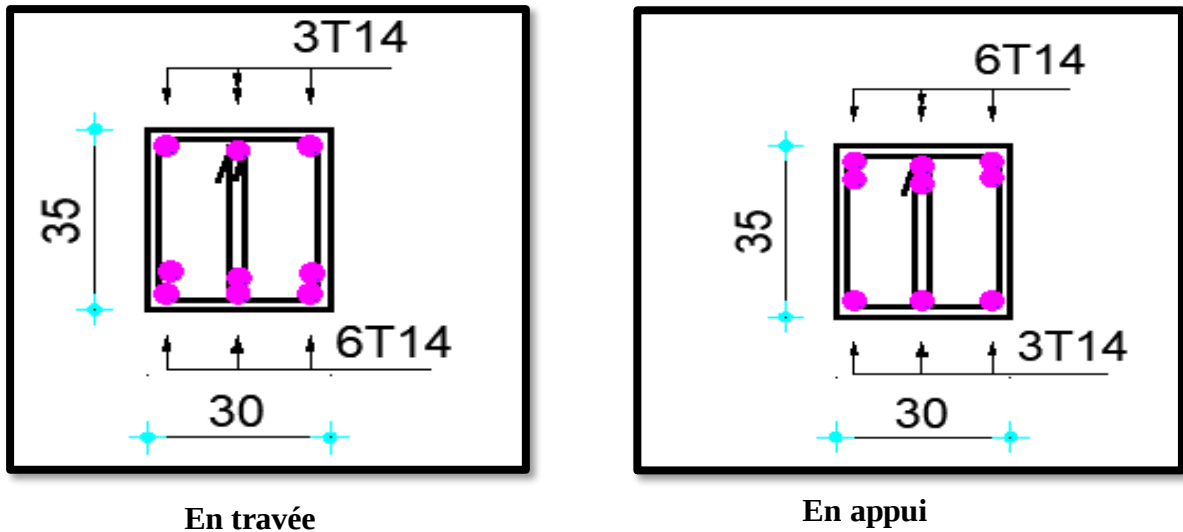


Figure.V. 37. Croquis de ferrailage de la poutre principale.

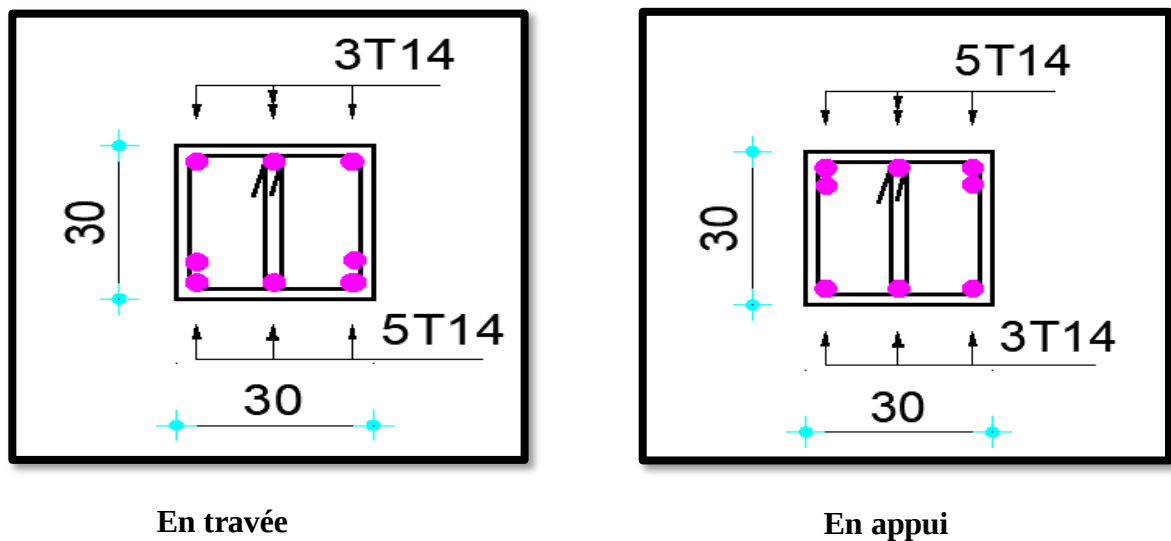


Figure.V. 38. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire.

V.4. EXEMPLE DE CALCUL DU FERRAILLAGE D'UNE POUTRE

V.4.1. Poutre principale (30× 35)

❖ Ferrailage en travée

On utilise le moment maximal à ACC :

❖ Caractéristiques des matériaux (Situation accidentelle)

Dans les combinaisons accidentelles (séisme), les coefficients de sécurité des matériaux sont réduits car la probabilité d'occurrence de ces actions est faible.

❖ **Le béton**

Le coefficient de sécurité du béton passe de $\gamma_b = 1.5$ à $\gamma_b = 1.15$. La résistance de calcul du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

❖ **L'acier**

Le coefficient de sécurité de l'acier passe de $\gamma_s = 1.15$ à $\gamma_s = 1$. La contrainte de calcul de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{500}{1.0} = 500 \text{ MPa}$$

$$M_{acc} = 105.69 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105690}{18.48 \cdot 30 \cdot 31.5^2} = 0.192 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (A'=0)}$$

❖ **Paramètre de calcul**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.192}) = 0.120$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.120 = 0.952$$

❖ **Section d'acier calculée (A_{cal})**

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{105690}{500 \cdot 0.952 \cdot 31.5} = 7.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification aux condition réglementaires**

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 5.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Section adoptée et Choix**

Section finale :

$$A = \max(A_{cal}, A_{s \text{ min BAEL}}, A_{\text{min RPA}})$$

$$A = \max(7.04 \text{ cm}^2 ; 1.15 \text{ cm}^2 ; 5.25 \text{ cm}^2) = 7.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4T16 avec } A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales (RPA2024)**

L'espacement des armatures transversales :

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{lmin} ; 30 \text{ cm}) = \min(8.75 ; 16.8 ; 30) = 8.75 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante**

$S_t \leq h/2 = 17.5\text{cm}$ On choisit $S_t = 15\text{ cm}$.

✓ **Recouvrement**

La longueur de recouvrement est de 50Φ (zone V)

$\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 50 = 70\text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70\text{cm}$.

✓ **Ferraillage en Appui**

On utilise le moment maximal à ACC (Combinaison Accidentelle) :

$$M_{acc} = -110.21\text{KN.m}$$

✓ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{110210}{18.48 \cdot 30 \cdot 31.5^2} = 0.206 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (A'=0)}.$$

✓ **Paramètre de calcul**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.206}) = 0,291$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0.291 = 0,883$$

✓ **Section d'acier calculée (A_{cal})**

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{110210}{500 \cdot 0.864 \cdot 31.5} = 8.09\text{cm}^2$$

✓ **Vérification aux condition réglementaires**

$$A_{s \min \text{BAEL}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{RPA}} = 0.5\%bh = 5.25\text{ cm}^2$$

✓ **Section adoptée finale**

$$A = \text{Max}(8.09 ; 5.25 ; 1.15) = 8.09\text{cm}^2$$

Choix : 6T14(section offerte = 9.24cm²).

V.5. ETUDE DES POTEAUX**V.5.1. Définition et rôle**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des charges et surcharges des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à la flexion composée, résultant de la combinaison d'un effort normal (N) et de moment fléchissant (M_Y et M_Z).

Le calcul du ferraillage s'effectue selon les combinaisons les plus défavorables :

- ✓ $N_{\max}$ et le moment correspondant (M_{corr}).
- ✓ $N_{\min}$ et le moment correspondant (M_{corr}).
- ✓ $M_{\max}$ et l'effort normal correspondant (N_{corr}).

V.5.2. Recommandations du RPA 2024 (Zone V)**a- Armatures longitudinales**

Pour la Zone V, les exigences sont les suivantes :

- **Nature** : Barres à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- **Pourcentage de ferrailage** : Minimum : 0.9% de la section de béton (spécifique à la Zone V).

Maximum : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Diamètre et espacement : Le diamètre minimal des barres est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est fixée à 50θ (pour la Zone V).

L'espacement maximal entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (en Zone V).

b- Armatures transversales

Calculées pour résister à l'effort tranchant selon la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Où ρ_a le coefficient correcteur :

- $\rho_a = 2.50$ Si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

c- Espacement des armatures (t) :

- **Zone nodale** : $t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10\text{cm} ; 10\phi_l \right)$ (Valeurs limites pour la Zone V).
- **Zone courante** : $t \leq 15\phi_l$ (Zone V).
- **Quantité minimale d'armatures transversales (ρ_t)** :
 - ✓ 0.3% si $\lambda_g \geq 5$.
 - ✓ 0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

V.6. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Le ferrailage des poteaux est déterminé pour chaque combinaison d'efforts internes afin de garantir la résistance, la stabilité et la ductilité de l'élément structurel. Le calcul s'effectue en flexion composée déviée, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables obtenues à partir de l'analyse numérique.

V.6.1. Combinaisons de calcul

Conformément aux règlements en vigueur, les combinaisons de charges suivantes ont été adoptées :

a- Selon le BAEL 91 (Combinaisons fondamentales) :

- **État Limite Ultime (ELU) :** $1,35 G + 1,5 Q$.
- **État Limite de Service (ELS) :** $G + Q$.

b- Selon le RPA 2024 (Combinaisons accidentelles) :

Les actions sismiques (E) sont combinées aux charges gravitationnelles comme suit :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$ et $E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$ Où l'action sismique (E) est considérée dans

Les deux directions horizontales (Ex , Ey) selon les scénarios suivants :

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \text{ et } E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

c- Résultats des sollicitations (Robot Structural Analysis)

Les efforts internes (effort normal N et moments fléchissant M_y , M_z) ont été extraits du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2026 (Version adaptée). Le tableau ci-dessous regroupe les trios de sollicitations les plus défavorables pour chaque section de poteau.

Tableau V.36. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux.

Sections (cm ²)	Combinaison	Sollicitations en kN
(40×40)	ELU	$N_{x \max} = 652.53\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -5.23\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -4.82\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 13.97\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 6.44\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 280.71\text{kN}$ $M_{z \max} = 22.58\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 0.05\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 358.47\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 476.28\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -3.78$; $M_{z \text{ corr}} = -3.50 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 10.13\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 4.67\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 205.90\text{kN}$ $M_{z \max} = -14.86\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -0.02\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 332.90\text{kN.m}$
	ACC+	$N_{x \max} = 838.51\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 26.80\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 31.03\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 66.40\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 33.06\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 392.28\text{kN}$ $M_{z \max} = 81.82\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 19.09\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 394.58\text{kN.m}$
	ACC-	$N_{x \max} = -548.41\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -28.79\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -34.99\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 68.48\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -35.49\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -7.82\text{kN}$ $M_{z \max} = -81.63\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -16.85\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -210.45\text{kN.m}$
(35×35)	ELU	$N_{x \max} = 320.17\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -7.25\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -6.24 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 14.66\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 6.55\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 182.28\text{kN}$ $M_{z \max} = 24.04\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = .033\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 162.52\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 233.88\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -5.25\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -4.53 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 10.63\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 4.75\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 133.51\text{kN}$ $M_{z \max} = 17.24\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 0.24\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 118.40\text{kN.m}$
	ACC+	$N_{x \max} = 300.09\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 27.38\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 34.73\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 35.39\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 58.68\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 149.27\text{kN}$ $M_{z \max} = 63.57 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 14.01\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 166.73\text{kN.m}$
	ACC-	$N_{x \max} = -125.14\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -14.96\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -57.31\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -55.92\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -27.86\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -20.40\text{kN}$ $M_{z \max} = -63.95\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -14.50\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -50.55\text{kN.m}$
(30×30)	ELU	$N_{x \max} = 140.07\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -0.82\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -2.91\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 10.64\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 5.54\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 66.30\text{kN}$ $M_{z \max} = -10.23\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -3.81\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 70.94\text{kN.m}$
	ELS	$N_{x \max} = 102.42\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -17.14\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -0.03\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 7.78\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 4.09\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 48.56\text{kN}$ $M_{z \max} = -7.49\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -2.73\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 51.97\text{kN.m}$
	ACC	$N_{x \max} = 112.07\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 18.59 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 10.85 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 40.96\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 14.12\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 63.47\text{kN}$ $M_{z \max} = 47.21\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 13.35\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 82.51\text{kN.m}$
	ACC-	$N_{x \max} = -20.44\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -19.13\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = -18.30 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -41.10\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -21.11\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -5.24\text{kN}$ $M_{z \max} = -47.61\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -19.54\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 0.66\text{kN.m}$

Le calcul des armatures des poteaux s'effectue en flexion composée déviée, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (N , M_y , M_z). La disposition des barres d'acier est illustrée par le schéma de la Figure 33.

Le Tableau 35 ci-dessous présente une synthèse des sections d'acier calculées, des sections minimales réglementaires selon le BAEL 91 et le RPA 2024, ainsi que le ferrailage final adopté pour chaque type de poteau. Les détails du ferrailage et les dispositions constructives sont schématisés dans la (Figure V.40).

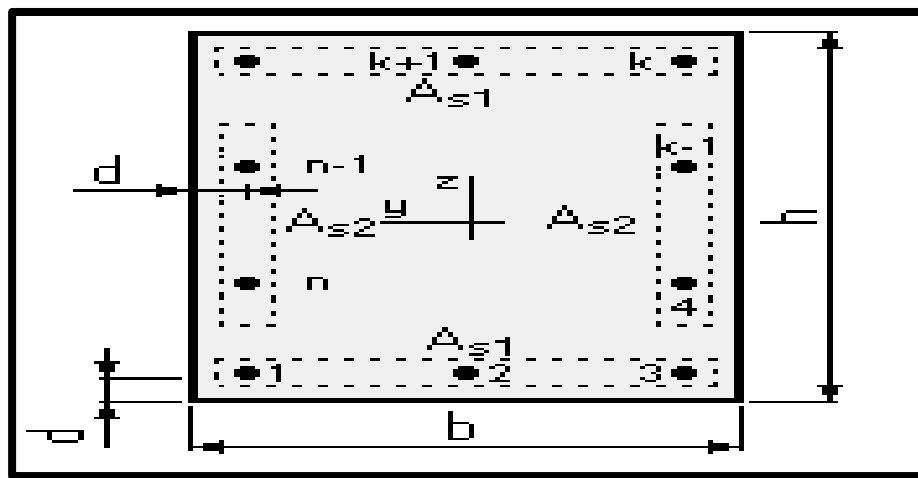


Figure V.39 .Section de ferrailage du poteau

Tableau V.37. Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Dimension (cm ²)	A _{cal} (cm ²)		A _{min} (BAEL)	A _{min} (RPA)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix des barres
	A _{s1}	A _{s2}				
40×40	5.00	3.00	1.39	16	16.08	8HA16
35×35	3.8	2.3	1.06	12,25	12.35	8HA14
30× 30	3.4	1.1	0.7	9.00	9.05	8HA12

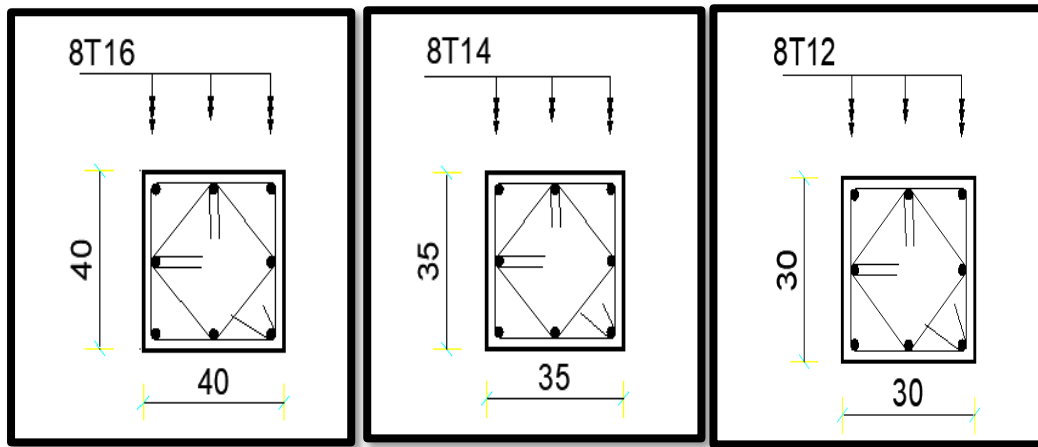


Figure V.41. Croquis du ferrailage des poteaux

V.6.2. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

❖ Poteau (40×40)

- Etat limite ultime (E.L.U)

L'exemple choisi pour illustrer la procédure de calcul est le poteau du Rez-de-chaussée (RDC) de section 40×40. Les caractéristiques géométriques et mécaniques adoptées sont les suivantes

- ✓ **Section de béton** : $B = 40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- ✓ **Enrobage** : $c = c' = 5 \text{ cm}$.
- ✓ **Acier** : FeE500 ($f_e = 500 \text{ MPa}$).
- ✓ **Hauteur utile** : $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$.

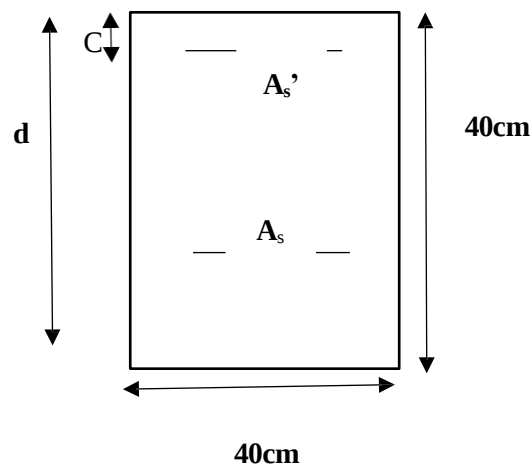


Figure V.42. Coupe du poteau 40 x 40 cm.

Les Sollicitation obtenues à partir de l'analyse la structure sont :

$$N_u = 838.51 \text{ kN}$$

$$M_{y \text{ corr}} = 28.80 \text{ kN.m}$$

Le point d'application de l'effort normal N se situe à l'intérieur de la moitié du noyau central ; le poteau est donc soumis à une compression excentrée

- Calcul de l'excentricité (e_0)

L'excentricité de la résultante des forces extérieures est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28.80 \times 100}{645.13} = 3.343 \text{ cm}$$

Puisque $e_0 < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm}$, l'effort normal se trouve à l'extérieur du noyau central. Par

conséquent, la section est calculée en en compression excentrée

- Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

Le calcul du Poteau se fait en flexion composée, avec majoration des sollicitation.

L'excentricité additionnelle est prise égale à: $e_a = 2 \text{ cm}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{214}{40} = 5.35 \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15, \text{ Le calcul de la section se fera donc en flexion}$$

compose par la majoration des sollicitations :

$$N' = N$$

$$M' = N \cdot (e_0 + e_a + e_2)$$

- L'excentricité additionnelle est prise

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- L'excentricité du second ordre est

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \Rightarrow e_2 = \frac{3 \cdot 314^2}{10^4 \cdot 40} \cdot [2 + 0.7 \cdot 2] = 6.64 \text{ cm.}$$

- L'excentricité totale devient:

$$e = (e_0 + e_a + e_2) = 3.43 + 2 + 1.21 = 6.46 \text{ cm}$$

Les efforts majorés sont :

$$N' = 838.51 \text{ kN}$$

$$M' = 55.67 \text{ kN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort N' :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 6.64 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le point d'application de l'effort normal se situe à l'intérieur de la section ,par conséquent , la section est calculée en flexion composée.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée**

$$(0,337h - 0,81.lcr). \sigma_b. b. h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

$$(0,337h - 0,81.lcr). \sigma_b. b. h \dots\dots\dots (I)$$

$$N'(d - c_1) - M'_1 \dots\dots\dots (II)$$

$$lcr = \text{Max} \left(1,5hc, \frac{l_c L}{6}, 60\text{cm} \right) \quad lcr = \text{Max} (60\text{cm}, 51\text{cm}, 60\text{cm})$$

$$lcr = 60\text{cm}.$$

- **Moment par rapport aux armature tendues**

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 55.67 + 838.51(0.36 - 0.20) = 189.831\text{kN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 0.60) \times 14.2 \times 40 \times 40 = 295.3$$

$$(II) = 838.5(1. (0.36 - 0.005) - 189.831 = 107.840\text{kN.m}$$

$$(I) > (II) \Rightarrow \text{le section devient partiellement comprimée.}$$

Le calcul du ferrailage sera donc effectué en flexion simple avec moment par rapport aux armatures tendues.

- **Calcul en flexion simple**

On détermine le moment réduit

$$\mu = \frac{M'}{\sigma_b b d^2} = \frac{189831}{14.2 \times 40 \times 35^2} = 0.272$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.272}) = 0.405$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,405 = 0,838$$

- **Section d'acier en flexion simple (A_{cal}) :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s} = \frac{189831}{435 \times 0.838 \times 35} = 14.46 \text{ cm}^2$$

- **Revent à la flexion composée.**

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 14.46 - \frac{838.51}{100 \times 435} = 14.44\text{cm}^2$$

❖ **Vérification des sections minimales**

- **Condition du BAEL**

$$A_{\min} (\text{BAEL}) = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2.$$

- **Condition du RPA 2024**

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.1\% \times b \times H = 16 \text{ cm}^2.$$

On adopte la section imposée par le RPA car $A_{\min}(\text{RPA}) > A$.

Choix : 8 HA 16 (16.08 cm^2).

V.7. ETUDE DES VOILES

V.7.1. Définition et rôle des voiles

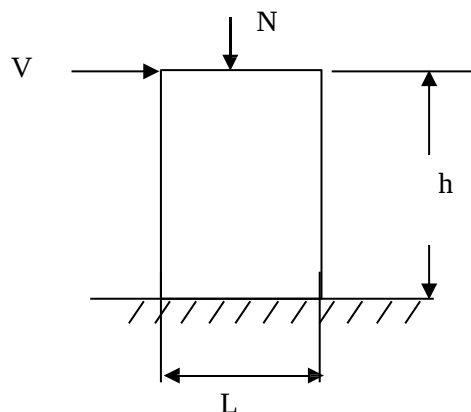
Les voiles sont des éléments structuraux plans, généralement verticaux, dont deux dimensions sont nettement supérieures à la troisième (l'épaisseur). Selon le règlement RPA 2024, un élément est considéré comme un voile si sa longueur est au moins égale à quatre fois son épaisseur ($L \geq 4a$).

Les voiles remplissent trois fonctions principales au sein d'une structure :

- ✓ **Portance** : Reprendre les charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) transmises par les planchers.
- ✓ **Contreventement** : Assurer la stabilité globale du bâtiment en résistant aux forces horizontales (séisme et vent).
- ✓ **Séparation** : Servir de parois de cloisonnement ou de façades (murs pignons).

V.7.2. Procédure de ferrailage

Le comportement mécanique d'un voile peut être assimilé à celui d'une console parfaitement encastree à sa base. Comme illustré dans la Figure 36, un voile est soumis à un effort normal (N), un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M) dont la valeur maximale se situe au niveau de l'encastrement.



FigureV.43. Schéma d'un voile.

V.7.3. Constitution du ferrailage

Le ferrailage d'un voile en béton armé est structuré de la manière suivante :

❖ Armatures verticales d'extrémité

Concentrées aux deux bords du voile (zones tendues ou comprimées), elles forment un couple de forces pour équilibrer le moment fléchissant. Dans les zones critiques, ces barres sont ligaturées par des cadres pour garantir une ductilité optimale.

❖ Armatures verticales réparties (de l'âme)

Distribuées uniformément sur la longueur du voile.

❖ Armatures horizontales

Disposées parallèlement aux faces du mur pour résister à l'effort tranchant et limiter la fissuration.

❖ Armatures transversales (épingles)

Relient les deux nappes d'armatures pour empêcher le flambement des barres verticales et assurer le maintien du béton.

V.7.4. Méthode de calcul et outils numériques

Le dimensionnement des voiles doit être conforme aux prescriptions du BAEL 91 et du RPA 2024. L'utilisation de logiciels d'analyse par éléments finis, tels que Robot Structural Analysis, permet d'obtenir une cartographie précise des efforts et des contraintes.

Le calcul est basé sur une méthode simplifiée des contraintes. Les contraintes extrêmes ($\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$) sont déterminées à partir de l'effort normal (N) et du moment (M) extraits des résultats du logiciel. Selon la répartition de ces contraintes, trois types de sections peuvent être identifiés :

- Section entièrement comprimée.
- Section partiellement comprimée.
- Section entièrement tendue.

V.7.5. Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

La conception des voiles doit respecter les dispositions constructives du règlement RPA 2024 pour assurer la ductilité et la résistance de la structure.

a- Armatures verticales

Selon l'article 7.7, les armatures de l'âme doivent être constituées de deux nappes de barres à haute adhérence.

- **Diamètre** : $8\text{mm} \leq \phi \leq \frac{b_w}{8}$
- **Espacement** : $s \leq \min(5\text{cm} ; 25 \phi)$.
- **Dispositions** : Les nappes doivent être reliées par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les barres du dernier niveau doivent comporter des crochets à leur extrémité supérieure.

b- Armatures horizontales

Conformément à l'article 7.7.4.2, les barres horizontales doivent être munies de crochets. Toutefois, dans les zones d'extrémités confinées (talons), l'ancrage droit est admis si les dimensions du béton le permettent.

c- Règles communes et dispositions constructives

- **Espacement** : L'espacement maximal des armatures (horizontales et verticales) est défini par $s \leq \min(1.5b_w ; 25 \text{ cm})$.
- **Maillage** : Le pourcentage minimal d'acier dans l'âme est fixé à 0,2 % (verticalement et horizontalement).
- **Fixation** : Une densité minimale de 4 épingles/m² est requise pour relier les deux nappes.
- **Diamètre maximal** : Hors zones confinées, le diamètre des barres ne doit pas dépasser $\frac{b_w}{10}$.
- **Recouvrement** : La longueur de recouvrement est fixée à 30ϕ pour les zones critiques.

d- Couture des joints de reprise

Pour assurer la continuité au droit des joints de reprise de coulage, les aciers de couture doivent reprendre l'effort tranchant ultime ($V = 1.4V_{u, \text{calcul}}$) selon la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{V}{f_e} \right)$$

Avec : $V = 1.4V_{u, \text{calcul}}$

Ces aciers doivent avoir un diamètre minimal de 10 mm avec une longueur d'ancrage de 50ϕ .

V.8. FERRAILLAGE DES VOILES

V.8.1. Combinaisons d'actions

Le dimensionnement est effectué conformément aux réglementations BAEL 91 et RPA 2024 selon les combinaisons suivantes :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- Accidentelle (ELA) : $G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$
- ELS : $G + Q$

V.8.2. Modélisation et calcul

Suite à l'analyse par le logiciel Robot Structural Analysis, les voiles ont été classifiés en deux types distincts (Figure V.44), et les sollicitations maximales sont synthétisées.

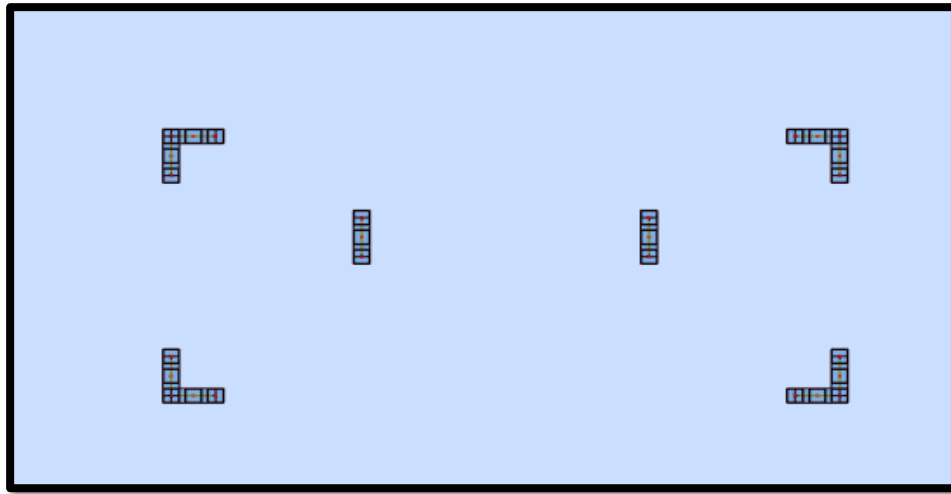


Figure V.45. Typologie des voiles étudiés.

V.9. FERRAILLAGE DU VOILE V1

Le ferrailage est déterminé par la méthode des éléments finis (Cartographie des contraintes), permettant d'extraire les sections d'acier nécessaires dans les sens X et Y. Cette approche garantit une précision optimale dans le calcul de la flexion composée déviée, en tenant compte des contraintes maximales et minimales en tout point du voile.

Tableau V.38. Effort de réduction agissants sur le voile 1

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	359,06	2,21	-1,15
2	G+psiQ	ACC	243,73	1,31	-0,34
3	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	-838,34	-440,29	184,50
4	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	-879,43	-148,52	98,16
5	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	-311,83	-428,85	156,12
6	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	875,61	-110,40	3,55
7	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	799,30	431,47	-156,80
8	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	-388,14	113,01	-4,23
9	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	1325,81	442,91	-185,18
10	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	1366,90	151,13	-98,84

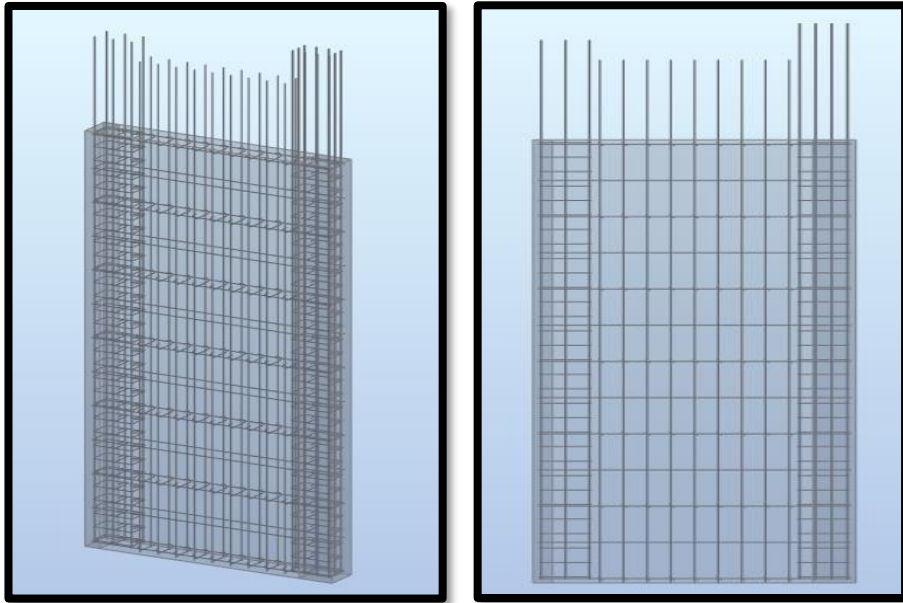


Figure V.46. Schéma de ferrailage 3D du voile V1.

V.10. FERRAILLAGE DU VOILE V2

De la même manière, le voile **V2** a été modélisé et calculé individuellement en tenant compte de sa propre géométrie et des efforts spécifiques qui lui sont transmis par la structure.

TableauV.39. Effort de réduction agissants sur le voile 2.

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	381,15	2,10	3,73
2	G+psiQ	ACC	272,75	1,91	2,85
3	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	98,47	-146,28	52,85
4	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	-295,29	-486,37	167,61
5	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	438,53	146,35	-45,89
6	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	838,24	489,07	-161,52
7	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	106,96	-142,53	51,60
8	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	-292,75	-485,24	167,23
9	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	447,02	150,10	-47,14
10	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	840,79	490,19	-161,90

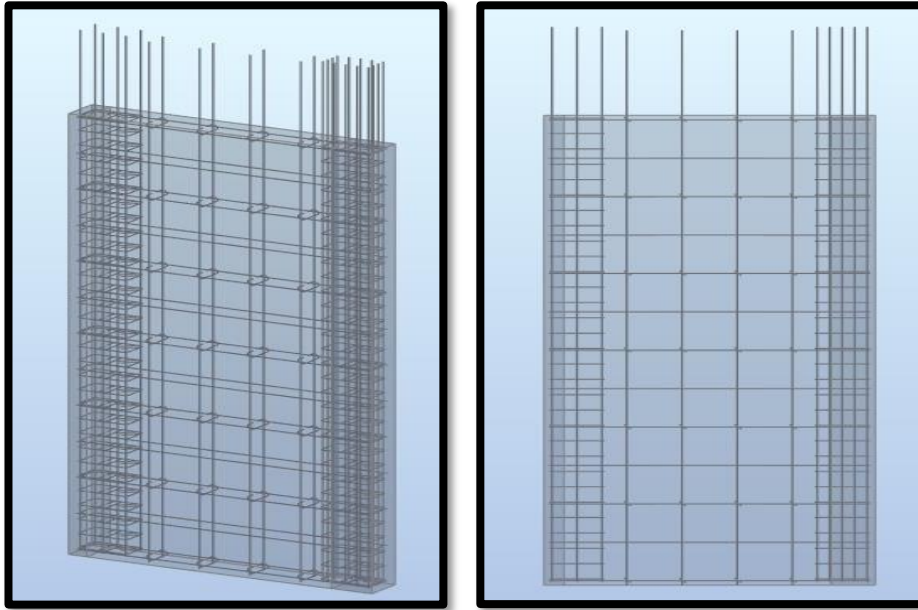


Figure V.47. Schéma de ferrailage 3D du voile V2.

Tableau V.40. Choix des armatures pour le Voile V1.

Type d'armature	Nuance et Diamètre	Nombre total et Espacement (cm)	Section (cm ²)
Armatures Verticales	HA 10	18 bars (e=20cm)	14.14
Armatures horizontales	HA 6	26 bars (e=20cm)	7.35
Armatures de Bord	HA12+HA14	6HA12+10HA14(e=10)	22.18
Epingles de liaison	HA6	125 Epingles	

Tableau V.41. Choix des armatures pour le Voile V2

Type d'armature	Nuance et Diamètre	Nombre total et Espacement (cm)	Section (cm ²)
Armatures Verticales	HA 10	26 bars (e=20cm)	22.00
Armatures horizontales	HA 8	26 bars (e=20cm)	13.07
Armatures de Bord	HA 8	8 bars (e=10cm)	4.02
Epingles de liaison	HA6	90 Epingles	

V.11. SYNTHÈSE ET TABLEAUX RÉCAPITULATIFS

Le ferrailage final des voiles étudiés s'effectue à la flexion composée déviée. Les tableaux suivants résument globalement les sections d'aciers longitudinales et transversales retenues pour l'ensemble du projet :

Tableau V.42. Récapitulatif du ferrailage longitudinal.

Type de voile	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courant (cm)
V1	18 HA 10 (14.14cm ²)	10	20
V2	28 HA 10 (21.99cm ²)	10	20

Tableau V.43. Récapitulatif du ferrailage transversal.

Type de voile	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
V1	26 HA 6 (7.35 cm ²)	20
V2	26 HA 8 (13.07cm ²)	20

V.12. VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT (RPA 2024)

La résistance des voiles au cisaillement est vérifiée réglementairement à la base avec une majoration de 40% de l'effort tranchant ($1.4.V_{ucal}$). La contrainte ultime tangente vérifie strictement la condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$. Les diamètres choisis (HA6 pour V1 et HA8 pour V2) assurent le confinement nécessaire contre le flambement des barres verticales conformément au RPA.

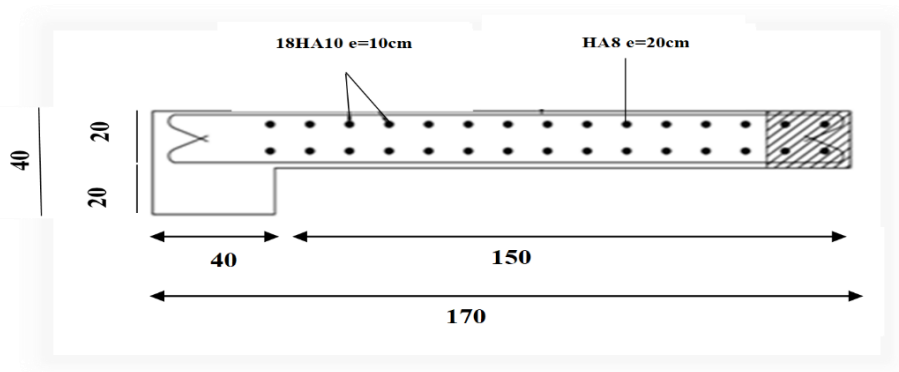


Figure V.48 .Croquis du ferrailage des voiles.

CHAPITRE VI :

EUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'un ouvrage constituent l'interface entre la superstructure et le sol. Leur rôle principal est de transmettre les charges issues de la structure vers le sol d'assise de manière sécurisée et uniforme. La stabilité globale de l'édifice dépend directement de la pertinence de leur conception et de la qualité de leur réalisation.

Le mode de transfert des charges peut s'effectuer :

- ✓ **Directement** : par le biais de fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- ✓ **Indirectement** : via des fondations profondes (système de semelles sur pieux) lorsque le sol superficiel est instable.

D'après le rapport de sol, la contrainte admissible du terrain est fixée à $\sigma_{\text{sol}}=2.5\text{Kg /cm}^2$

VI .2. ÉTUDE DU RADIER GENERAL

Le radier général est une fondation superficielle de type "plancher renversé" couvrant la totalité de l'emprise au sol du bâtiment. Ce système est souvent complété par des consoles extérieures. Dans notre projet, le radier est composé d'une dalle d'épaisseur constante renforcée par des **nervures**. Ces dernières assurent la rigidité de l'ensemble et préviennent le risque de poinçonnement sous l'effet des charges verticales transmises par les poteaux et les voiles.

VI .3. DIMENSIONNEMENT DU RADIER

Le prédimensionnement du radier repose sur le respect de plusieurs critères techniques :

VI .3.1. Données de calcul

❖ Matériaux (Béton/Acier)

$F_e=500\text{MPa}$; $F_{c28}=25\text{MPa}$; Densité du béton= 25KN /m^3

❖ Caractéristiques du sol

Contrainte admissible $\sigma_{\text{sol}}=2.5\text{Kg /cm}^2$; Coefficient de raideur $K_z=21347\text{KN /m}^3$

❖ **Géométrie**

Surface totale $S=291.85\text{m}^2$; Entraxe maximal

VI .3.2. Condition forfaitaire

L'épaisseur h du radier doit satisfaire la condition de flèche basée sur la plus grande portée L entre deux poteaux :

Pour $L=3.70\text{m}$

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{3.7}{8} \leq h \leq \frac{3.7}{5} \Rightarrow 0.46\text{m} \leq h \leq 0.74\text{m}$$

Nous adoptons une épaisseur de : $h=80\text{cm}$

VI .3.3. Condition de non cisaillement

Nous devons vérifier que l'effort tranchant maximal ne dépasse pas la capacité de la dalle du radier sans armatures transversales.

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x=3.2\text{m}$ et $L_y=3.7\text{m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{3.7} = 0,86 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens}$$

❖ **Pression uniforme sous le radier (q)**

Avec $N = 14284.76 \text{ kN}$ et $S_b = 291.85 \text{ m}^2$

$$q = \frac{N}{S_b} = \frac{14284.76}{291.85} = 48.95 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant (Tmax)**

Pour le panneau le plus sollicité ($L_x=3.2 \text{ m}$, $L_y=3.7 \text{ m}$) :

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 57.25 \text{ KN/m}$$

$$T_y = \frac{q \times L_x}{3} = 52.21 \text{ KN/m}$$

$$T_{\max} = T_x = 57.25 \text{ KN/m}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangente (τ_u)**

Nous devons vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h} = \frac{57.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 3.125 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} = \frac{57.25}{0,9 \times 1 \times 3125} = 0,02 \text{ m}$$

Puisque notre épaisseur adoptée est h=80m, la condition est largement vérifiée.

VI .3.4. Condition de rigidité

Pour garantir un comportement rigide du radier (répartition linéaire des contraintes), la distance L entre deux éléments porteurs doit vérifier :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Où L_e est la longueur élastique définie par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec E : Module d'Young ($E=3.21 \times 10^4$)

b : Largeur de la section.

I: Inertie.

$$(I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times (0.80)^3}{12} = 0.0426 \text{ m}^4)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times (3.21 \times 10^7) \times 0.0426}{21347 \times 1}} \Rightarrow L_e = 4.00 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = 1.57 \times 4.00 = 6.28 \text{ m}$$

3.70m < 6.28m $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

VI .3.5. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène de rupture par cisaillement localisé autour des éléments d'appui (voiles ou poteaux). Nous vérifions la condition suivante selon les règles BAEL :

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ Application pour un voile de

(1.5×0.20) m

❖ Périmètre de contour critique (U_c)

$$U_c = 2. (a + b + 2h)$$

Pour $a = 1.5$ m, $b = 0.2$ m, et $h = 1.6$ m

$$U_c = 2. (1.2 + 0.2 + 1.6) = 6.60 \text{ m}$$

VI .3.6. Vérification de la résistance

🚧 Charge ultime appliquée (N_u) : 69.3t

🚧 Capacité résistante du béton : 369.00 t

La charge sollicitant (69.3 t) étant supérieure à la résistance du béton (369.00t), des mesures correctives sont nécessaires (augmentation de l'épaisseur au droit du voile, amélioration de la classe du béton ou intégration d'armatures de poinçonnement).

❖ P_u : la charge à l'ELU

Tableau VI.44. Impact du Voile sur la dalle du radier.

Voile de (1.5×0.20)	Valeur
P_u (Charge à L'ELU)	69.34t
a (longueur du voile)	1.50m
b (largeur du voile)	0.20m
h (épaisseur du radier)	0.80m
U_c (périmètre critique)	6.60m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{v_b}$	396.00t

La charge sollicitation (69.43t) étant inférieure à la capacité résistante du béton (369.00t), la condition de non-poinçonnement est vérifiée.

❖ **P_u : la charge à l'ELS**

Tableau VI.45 . Impact du Voile sur la dalle du radier.

Voile de (1.5 × 0.20)	Valeur
P_u (Charge à L'ELU)	50.60t
a (longueur du voile)	1.50m
b (largeur du voile)	0.20m
h (épaisseur du radier)	0.80m
U_c (périmètre critique)	6.60m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	594.00t

P_u=50.60t<594.00⇒ condition vérifiée.

VI .3.7. Vérification des contraintes

Cette étape consiste à vérifier que les contraintes transmises par le radier au sol de fondation ne dépassent pas la contrainte admissible du sol (σ_{adm}). Selon les normes en vigueur, la vérification se fait sous la combinaison la plus défavorable. Pour le calcul à l'ELU, la contrainte du sol est comparée.

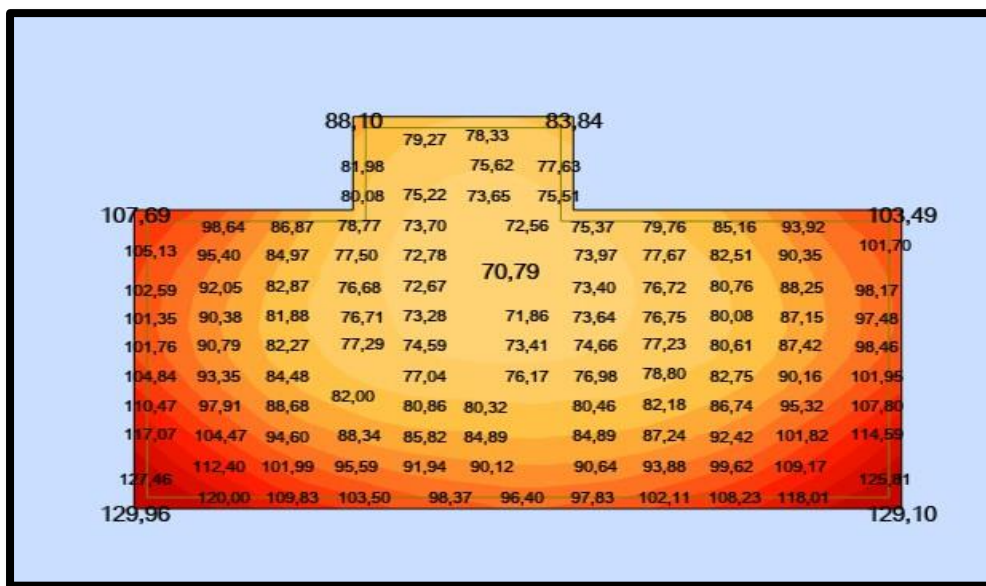


Figure VI. 49. Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU.

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{\text{sol}} = 3.75 \text{ Mpa} ; \sigma_{\text{max}} = 1.299$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}}}{4} = \frac{3 \times 1.299}{4} = 0.97 < 3.75 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

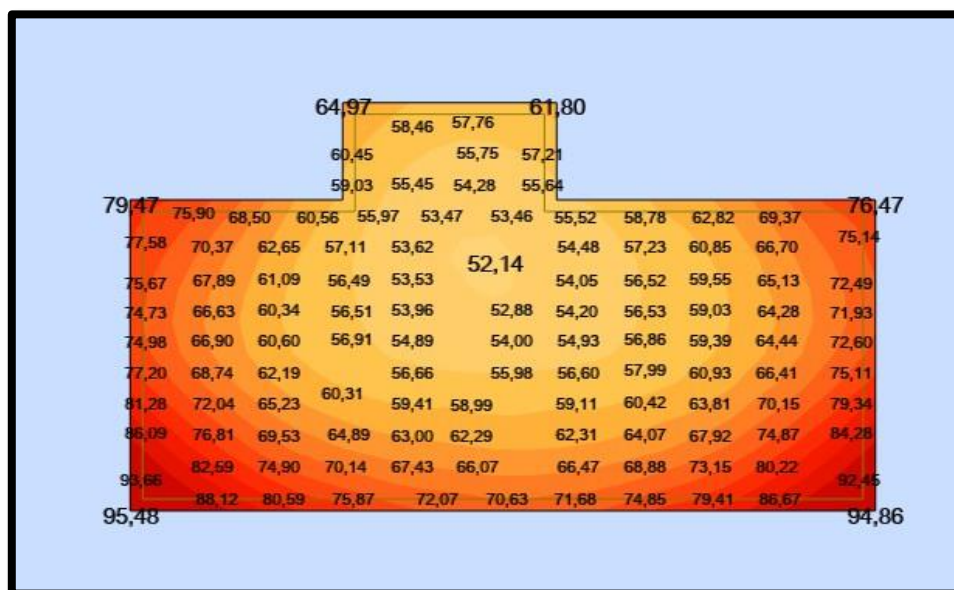


Figure VI. 50. Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS.

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{sol} = 3.75 \text{ Mpa} ; \sigma_{max}=0.954$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}}{4} = \frac{3 \times 0.954}{4} = 0.71 < 3.75 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

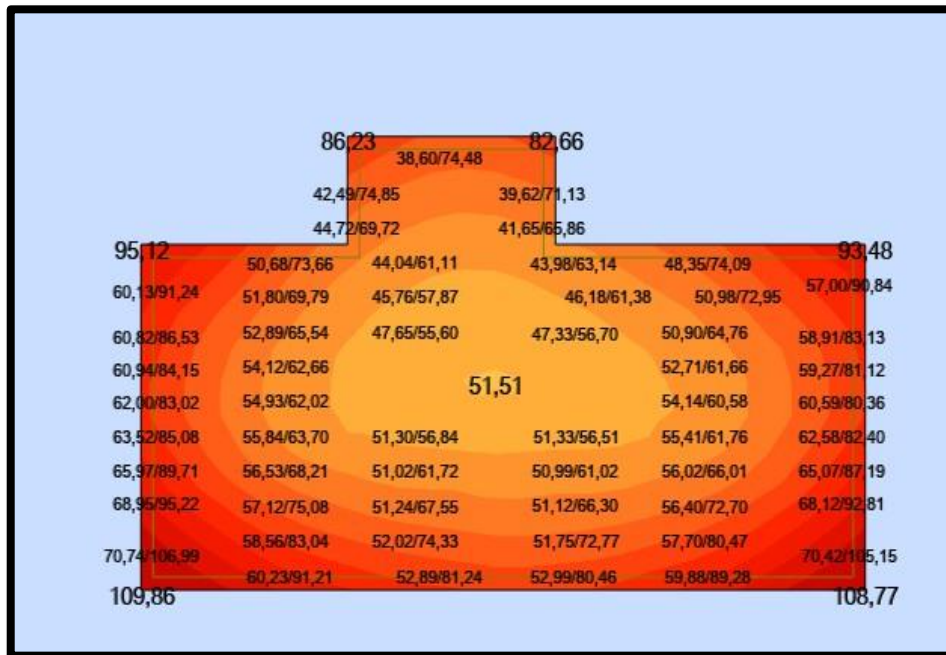


Figure VI. 51 . Cartographie de contrainte du radier sur le sol situation acc.

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{sol} = 3.75 \text{ Mpa} ; \sigma_{max}=1.098 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max}}{4} = \frac{3 \times 1.098}{4} = 0.823 \text{ MPa} < 3.75 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI .4. CALCUL DU FERRAILLAGE DU RADIER

$M < 0$ tend les fibres inférieures

Tableau VI . 46. Récapitulatif moments M x-x.

	Travée	Appui
ELU	-445.19	220.57
ELS	-327.33	161.76
ACC	-595.27	207.22

Tableau VI. 47. récapitulatif moments M y-y.

	Travée	Appui
ELU	-407.14	145.74
ELS	-301.14	105.97
ACC	-423.25	137.53

VI .5. CALCUL DES ARMATURES

Le ferrailage du radier est calculé en flexion simple. Les moments fléchissant utilisés pour le calcul sont extraits directement à partir du logiciel Robot Structural Analysis.

Pour mener à bien ce calcul, nous considérons une bande de 1 mètre linéaire avec les caractéristiques géométriques suivantes :

- ✓ Largeur de la bande $b=100$ cm.
- ✓ Hauteur totale du radier $h : 100$ cm.
- ✓ Enrobage (c) : 10 cm.
- ✓ Hauteur utile (d) : $d = h - c = 90$ cm.

Les résultats détaillés du ferrailage, obtenus selon les règlements BAEL 91 et RPA 2024, sont synthétisés dans les tableaux qui suivent.

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN·m)

ELU : $M_{max} = 220.57$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 161.76$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 207.22$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 9.0$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.10$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 10.0 d₂ = 10.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VI. 52. Section des ferrillages du radier en appui (sens x-x).

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN·m)

ELU : $M_{max} = 445.19$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 327.33$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 595.27$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 13.5$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.15$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 10.0 d₂ = 10.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VI. 53. Section des ferrillages du radier en travée (sens x-x).

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 145.75$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 105.97$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 137.53$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 9.0$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.10$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 10.0 d₂ = 10.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VI. 54. Section de ferrailage du radier en appui (sens y-y).

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 407.14$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 301.14$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 423.24$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 10.6$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.12$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 100.0 ☒ Bloquée

d₁ = 10.0 d₂ = 10.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VI. 55. Section des ferrillages du radier en travée (sens y-y).

❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 100 \times \frac{2.1}{500} = 9.66 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 48. Choix des armatures de radier.

Sens	Elément	$A_{calc}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adoptée}(cm^2)$
X-X	Travée	13.5	9.66	6HA16	12.06
	Appui	9.00	9.66	6HA14	9.24
Y-Y	Travée	10.6	9.66	6HA14	12.06
	Appui	9.00	9.66	6HA14	9.24

❖ Vérification à l'État Limite de Service (ELS)

Après avoir déterminé le ferrailage à l'ELU, nous vérifions les contraintes dans le béton (σ_b) et dans l'acier (σ_s) sous la combinaison ELS pour garantir la durabilité de l'ouvrage.

- ✓ **Limite de compression du béton** : $\overline{\sigma_b} = 0.6$; $F_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ **Limite de traction de l'acier (Fissuration préjudiciable)** : $\overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa.

Tableau VI. 49. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Elément	$A(cm^2)$	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	Vérification
X-X	Travée	12.06	158.4	4.2	CV
	Appui	9.24	162.1	3.8	CV
Y-Y	Travée	12.06	155.0	3.5	CV
	Appui	9.24	160.2	3.7	CV

Les contraintes réelles dans les matériaux sont nettement inférieures aux limites admissibles ($\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$). Par conséquent, les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour la réalisation.

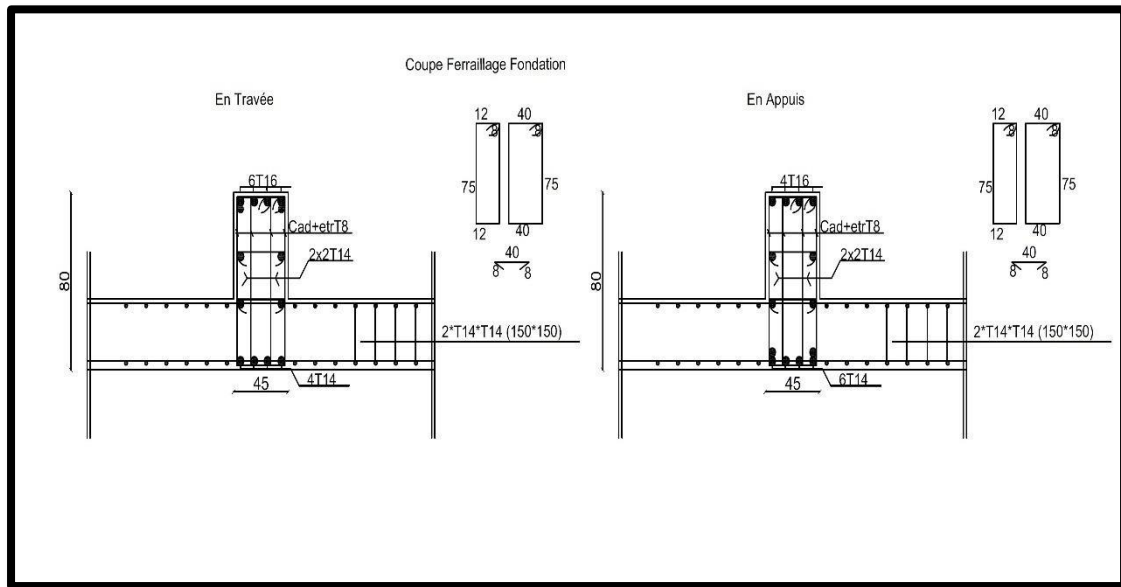


Figure VI. 56. Schéma de ferrailage du radier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Cette étude technique a porté sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+5, implanté dans la wilaya de Mostaganem. La structure a été étudiée et vérifiée conformément aux critères et aux exigences d'action dynamique définis par le nouveau règlement parasismique algérien (RPA 2024). L'objectif principal de ce travail était de concevoir une structure parasismique optimale, garantissant à la fois la sécurité des occupants et la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

Pour mener à bien cette analyse, une approche numérique rigoureuse a été adoptée en exploitant plusieurs outils d'ingénierie professionnels :

- ✓ **Robot Structural Analysis Professional** : pour la modélisation tridimensionnelle, l'analyse modale spectrale ainsi que le calcul des efforts internes dans les éléments porteurs (superstructure et infrastructure).
- ✓ **AutoCAD** : pour l'élaboration des plans d'exécution détaillés et les dessins de ferrailage.
- ✓ **Microsoft Office (Word & Excel)** : pour la formulation des notes de calcul, le traitement des données numériques et la rédaction du document technique.
- ✓ **Socotec** : utilisé comme outil complémentaire pour la vérification réglementaire et l'optimisation des sections d'acier.

Les investigations et les vérifications menées tout au long de ce projet confirment que la structure répond parfaitement aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur (RPA 2024 et BAEL 91). Le système de contreventement mixte (portiques/voiles) a permis de maîtriser les déplacements inter-étages, d'assurer une bonne distribution des efforts et de valider la stabilité globale de l'infrastructure, notamment le radier général.

En conclusion, le projet de ce bâtiment R+5 est techniquement et réglementairement validé. Sa réalisation sur site peut être envisagée en toute sécurité, sous réserve d'un respect strict des plans de ferrailage et des prescriptions techniques consignés dans ce.....

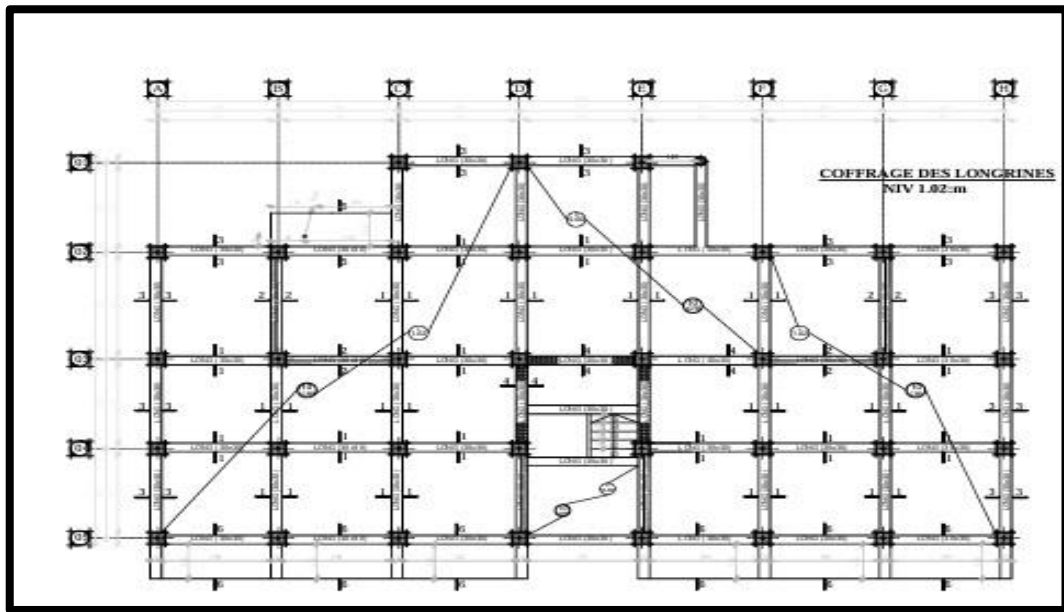
BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ DTR B.C 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes « RPA 2024 », Ministère de l'Habitat, Alger.
- ✓ CBA 93: Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, DTR B.C 2.41, Alger.
- ✓ DTR B.C 2.2: Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS, Alger.
- ✓ DTR B.C 2.33.1: Règles de calcul des fondations superficielles, CGS, Alger.
- ✓ DTR B.E 1.31: Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles, Ministère de l'Habitat, Alger.
- ✓ Cours de béton armé BAEL 91, Jean-Pierre MOUGIN, Éditions Eyrolles, 1992.
- ✓ Pratique du BAEL 91: Cours avec exercices corrigés, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3ème édition, 1999.

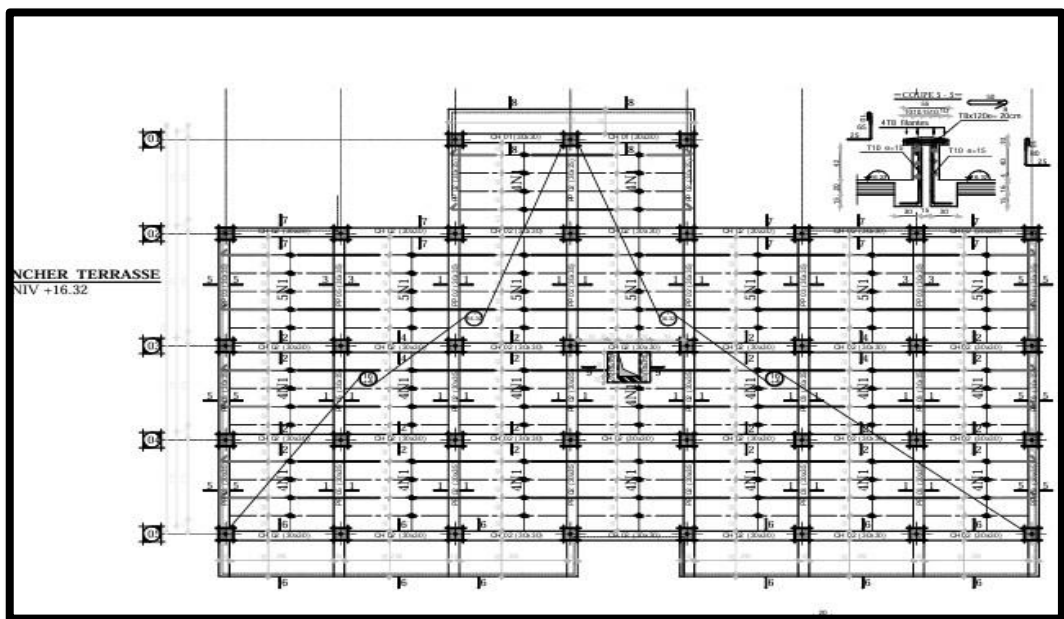
ANNEXE

Annexe I



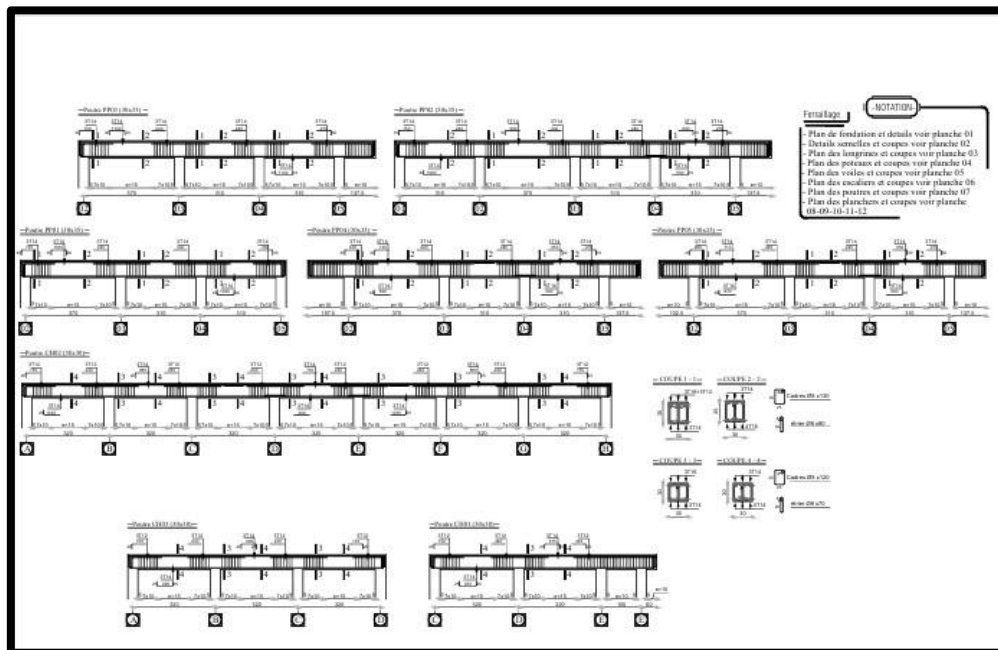
Plan de coffrage du RDC

Annexe II



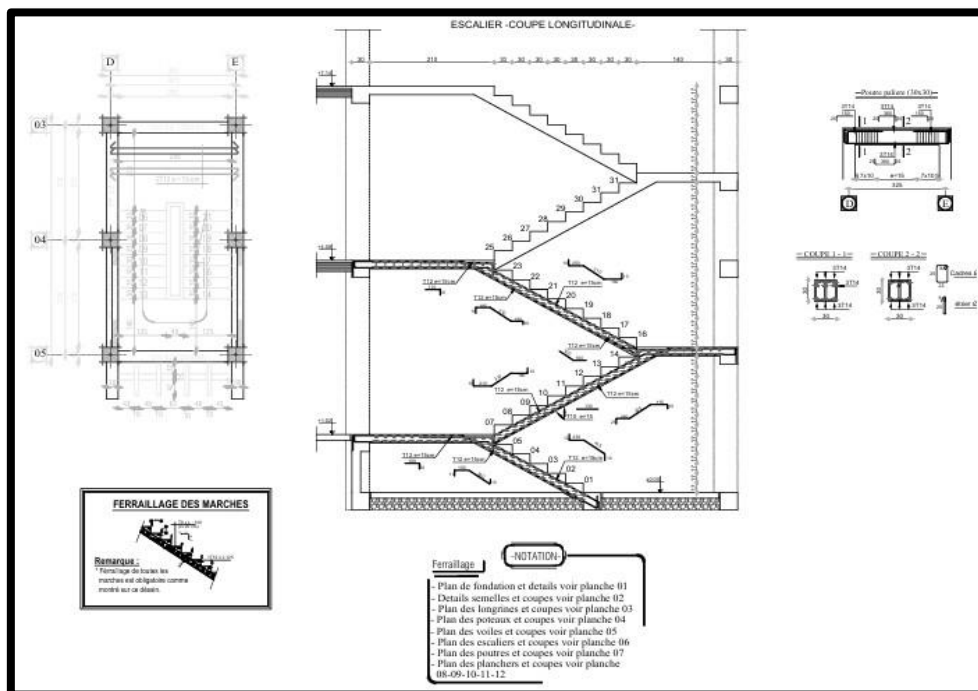
Plan de coffrage de terrasse

Annexe III



Ferrailage des poutres

Annexe IV



Ferrailage de l'escalier