



وزارة البحث العالي والتعليم العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم



Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N D'ORDRE: M... 2026

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité:

STRUCTURE

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R + 7) A MOSTAGANEM
SELON LES REGLES DU RPA 2024**

Présenté par :

BENCHEHIDA Amina

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

Président: Mr ZELMAT YASSIN

Université de Mostaganem

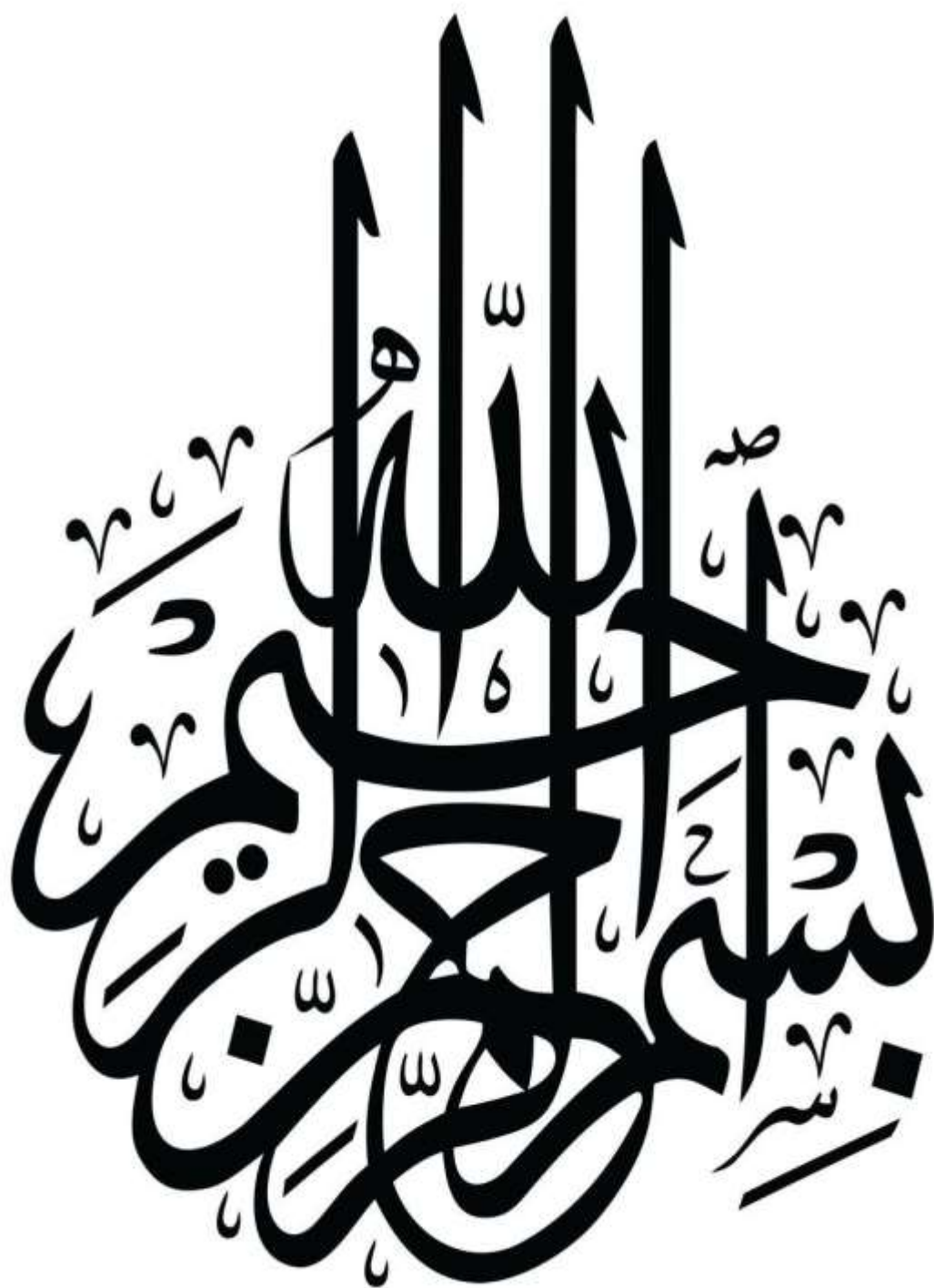
Examineur: Mr BAHAR SADEK

Université de Mostaganem

Encadreur: Mr REZIGUA AHMED

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2025/2026



Remerciements :

Tout notre parfaits gratitude et remerciement à Allah le Tout-Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie encadreur, Mr REZIGUA AHMED, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

On exprime également notre reconnaissance à tous les membres de jury. d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires au fond et à la mise en forme de cet ouvrage.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation Master académique.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace:

Je Dédie Ce mémoire, fruit d'un long parcours d'apprentissage, d'efforts et de persévérance, est dédié aux cher parents. À ceux qui ont toujours cru, guidé, soutenu et sacrifié tant pour voir la réussite se concrétiser. L'amour et la patience ont été la lumière sur ce chemin.

A mes sœurs et à mon frère, pour leur soutien constant, leurs encouragements sincères et leur présence rassurante à chaque étape.

À tous les amis, qui ont partagé les joies, les doutes et les nuits blanches, un grand merci pour la complicité et les encouragements.

À toutes les familles, proches ou éloignées, pour leur bienveillance et leurs pensées positives.

Enfin, aux camarades et collègues de l'université, avec qui cette aventure académique a été partagée, leurs échanges, leur entraide et leur amitié ont rendu ce parcours plus riche et plus humain.

À tous, ce travail appartient également.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé à géométrie régulière, composé d'un rez-de-chaussée et de sept étages à usage résidentiel, implanté dans la ville de Mostaganem, classée en zone sismique élevée (Zone V) selon les prescriptions du RPA 2024. La résistance aux efforts horizontaux est assurée par des voiles, tandis que la répartition des charges latérales se fait conjointement entre les voiles et les portiques.

Un prédimensionnement initial des éléments porteurs a été réalisé avant de procéder à une analyse dynamique approfondie de la structure via le logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2025 ». Cette étude a permis de déterminer les sollicitations résultant des charges permanentes, d'exploitation et sismiques. Sur cette base, le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux, non structuraux, ainsi que des fondations ont été développés conformément aux normes RPA 2024 et BAEL 91.

Mots clés :

Structure, zone sismique, Béton armé, Voile, Portique, Bâtiment.

Abstract

This thesis focuses on the technical study of a reinforced concrete building with a regular geometry, consisting of a ground floor and seven residential floors, located in the city of Mostaganem, classified as a high seismic zone (Zone V) according to the RPA 2024 standards. The resistance to horizontal forces is provided by shear walls, while the lateral load distribution is jointly carried out by both shear walls and frames.

An initial preliminary sizing of the load-bearing elements was performed before conducting an in-depth dynamic analysis of the structure using the software "Robot Structural Analysis Professional 2025." This study enabled the determination of the stresses resulting from permanent, live, and seismic loads. Based on this, the design and reinforcement detailing of structural and non-structural elements, as well as the foundations, were developed in accordance with RPA 2024 and BAEL 91 standards.

Keywords:

Structure, seismic zone, reinforced concrete, shear wall, frame, building.

ملخص

يتناول هذا البحث الدراسة والتحليل الإنشائي لمبنى من الخرسانة المسلحة ذو هندسة منتظمة، يتكون من طابق أرضي وسبعة طوابق مخصصة للاستعمال السكني، ويقع بمدينة مستغانم المصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي المرتفع (المنطقة الخامسة) وفقاً لأحكام وتنظيمات RPA2024.

يعتمد النظام المقاوم للقوى الأفقية على الجدران الحاملة، بينما يتم ضمان مقاومة الأحمال الجانبية من خلال العمل المشترك بين الجدران الحاملة والإطارات الخرسانية المسلحة. وقد تم في البداية إجراء تقدير أولي لأبعاد مختلف العناصر الإنشائية الحاملة، قبل الانتقال إلى التحليل الديناميكي للمنشأ باستعمال برنامج Robot .

Structural Analysis Professional 2025

سمحت هذه الدراسة بتحديد التأثيرات الناتجة عن الأحمال الدائمة والأحمال الحية وكذا الأحمال الزلزالية المؤثرة على الهيكل. وبناءً على النتائج المتحصل عليها، تم تصميم وتسليح مختلف العناصر الإنشائية وغير الإنشائية، بالإضافة إلى الأساسات، وفقاً لمتطلبات ومعايير RPA 2024 وBAEL 91.

الكلمات المفتاحية:

الهيكل، المنطقة الزلزالية، الخرسانة المسلحة، الجدار القصي، الهيكل الإطاري، المبنى .

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	3
1. Introduction	4
2. Implantation de l'ouvrage	4
3. Présentation de l'ouvrage	4
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
5. Description technique de la structure	5
5.1. Structure principale	5
5.2 Structure secondaire	5
5.3 Fondation.....	7
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
6.1. Béton.....	8
6.2.L'acier.....	9
6.3.Protection des armatures.....	11
7. Logiciels utilisés.....	11
8. Règlements utilisés	11
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT.....	12
1. Introduction	13
2. Prédimensionnement des poutres	13
2.1. Prédimensionnement des poutres principales.....	13
2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires	14
3. Prédimensionnement des planchers.....	14
3.1. Planchers à corps creux	14
3.2. Calcul des charges du plancher à corps creux.....	15
4. Prédimensionnement des poteaux	17
4.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité	17
5. Prédimensionnement des voiles	21
6. Prédimensionnement de l'acrotère	22
7. Prédimensionnement des balcons	22
8. Prédimensionnement des escaliers	23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	26
1. Introduction	27
2. Plancher à corps creux.....	27
2.1. Type des Poutrelle.	27
2.2.Choix de la méthode de calcul	27
2.3.Ferraillage de la poutrelle.....	28
2.4.Ferraillage de la dalle de compression	32
3. Balcon.....	33
3.1 Détermination des efforts.....	33
3.2. Ferraillage de Balcon	34
4. Etude de l'acrotère	35
4.1 Évaluation des sollicitations de calcul	36
4.2 Ferraillage de l'acrotère	37
5. Escaliers	40
5.1. Combinaisons de charges	40
5.2. Calcul des sollicitations des escaliers	40
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	47
1. Introduction	48
2. Étude dynamique	48
2.1. Objectif de l'étude.....	48
2.2. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis	48
2.3. Modélisation de la structure	49
3. Classification de la structure	51
4. Calcul de facteur de qualité	52
5. Choix de la méthode de calcul.....	54
6. Méthode d'analyse modale spectrale	54
7. Résultats de la méthode modale spectrale.....	55
8. Vérification de la Structure.....	59
CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	65
1. Introduction	65
2. Etude des poutres	66
2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024	66

2.2. Ferrailage des poutres.....	67
2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre	69
3. Etude des poteaux	70
3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024	70
3.2. Ferrailage des poteaux	71
3.3. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau.....	74
4. Etude des voiles	77
4.1. Procédure de ferrailage.....	77
4.2. Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	78
4.3. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	78
4.4. Ferrailage des voiles.....	79
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	83
1. Introduction	84
2. Choix du type de fondation	84
3. Prédimensionnement du radier	84
3.1. Condition forfaitaire.....	84
3.2. Condition de rigidité.....	85
3.3. Vérification au non poinçonnement du radier.....	86
3.4. Condition de résistance au cisaillement.....	87
4. Cartographie et ferrailage du radier.....	90
5. Les diagrammes des contraintes.....	93
6. Ferrailage du radier.....	94
Conclusion générale	97
Bibliographie	98
ANNEXES.....	99

Liste des Figures

Figure 1. Dalle à corps creux	5
Figure 2. Composants d'un escalier	6
Figure 3. Dimension de l'acrotère	7
Figure 4. Section transversale de la poutre principale	14
Figure 5. Section transversale de la poutre secondaire	14
Figure 6. Planchers à corps creux.....	15
Figure 7. Section afférente du poteau plus sollicité	17
Figure 8. Section réduite du poteau	18
Figure 9. Coupe en élévation d'un voile	21
Figure 10. Section transversale de l'acrotère	22
Figure 11. Eléments composants d'un escalier	23
Figure 12. Différents types de poutrelles.....	27
Figure 13. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	29
Figure 14. Section de ferrailage.....	30
Figure 15. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	33
Figure 16. Ferrailage de la poutrelle.....	33
Figure 17. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	34
Figure 18. Schéma de ferrailage du balcon	35
Figure 19. Coupe transversale de l'acrotère	36
Figure 20. Schéma statique de l'acrotère	37
Figure 21. Ferrailage de l'acrotère	40
Figure 22. Dimensions De l'escalier.....	41
Figure 23. Schéma statique de l'escalier.....	41
Figure 24. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU	42
Figure 25. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS	42
Figure 26. Ferrailage du volée 1et 2 de l'escalier.....	46
Figure 27. Modèle 3D de la structure	50
Figure 28. Coupe en plan de la structure.....	51
Figure 29. vibration du bâtiment selon les 3 mode.....	58
Figure 30. Schéma représente l'effet du renversement	63
Figure 31. Croquis de ferrailage de la poutre principale	68

Figure 32. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire	68
Figure 33. Section de ferrailage du poteau	73
Figure 34. Croquis du ferrailage des poteaux	73
Figure 35. Coupe du poteau 40 x 40 cm ²	74
Figure 36. Schéma d'un voile	77
Figure 37. Typologie des voiles étudiés	80
Figure 38. Croquis du ferrailage des voiles	82
Figure 39. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELU)	88
Figure 40. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELU).....	88
Figure 41. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELS).....	89
Figure 42. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELS).....	89
Figure 43. Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{xx}	90
Figure 44. Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{yy}	90
Figure 45. Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{xx}	91
Figure 46. Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{yy}	91
Figure 47. Distributions des moments fléchissant à ACC M_{xx}	92
Figure 48. Distributions des moments fléchissant à ACC M_{yy}	92
Figure 49. Distribution des contraintes à l'ELS.....	93
Figure 50. Distribution des contraintes à l'ELU.....	93
Figure 51. Distribution des contraintes à l'ELA.....	94
Figure 52. Distribution des contraintes à l'ELA.....	94
Figure 53. Ferrailage coupe transversale.....	95
Figure 54. Ferrailage de la dalle du radie.....	95

Liste des Tableaux

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers	10
Tableau 2. Charges du plancher terrasse	16
Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant	16
Tableau 4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation	19
Tableau 5. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux	20
Tableau 6. Choix des sections des poteaux	20
Tableau 7. Prédimensionnement des voiles	22
Tableau 8. Charges de la dalle pleine du balcon	23
Tableau 9. Caractéristiques de l'escaliers	24
Tableau 10. Charges de la dalle pleine du palier	25
Tableau 11. Charges de la dalle pleine de la paillasse	25
Tableau 12. Moments fléchissant et T maximums de chaque type de poutrelle	28
Tableau 13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage	28
Tableau 14. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	29
Tableau 15. Eléments de réduction (M, T) du balcon	34
Tableau 16. Charges d'acrotère	36
Tableau 17. Sollicitations de calcul de l'acrotère	37
Tableau 18. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELU	42
Tableau 19. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier en ELS	42
Tableau 20. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers.....	45
Tableau 21. Tableau de Classification des zones sismiques.....	51
Tableau 22. Valeurs des pénalités Pq	53
Tableau 23. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	56
Tableau 24. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.....	56
Tableau 25. Taux de participation modale	57
Tableau 26. Vérification de l'effort tranchant à la base	58
Tableau 27. Vérification des déformations.....	61
Tableau 28. Vérification de l'effet P- Δ sens XX.....	60
Tableau 29. Vérification de l'effet P- Δ sens YY.....	60
Tableau 30. vérification au renversement au sens x-x	63
Tableau 31. vérification au renversement au sens y-y	64

Tableau 32. Taux des charges verticales portées par les voiles	64
Tableau 33. Sollicitations de calcul maximales des poutres	67
Tableau 34. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	68
Tableau 35. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux	71
Tableau 36. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	73
Tableau 37. Effort de réduction agissants sur les voiles.....	80
Tableau 38. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal	81
Tableau 39. impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier (L'ELU).....	86
Tableau 40. impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier (L'ELS).....	86
Tableau 41. Tableau ferrailage du Radier.....	95

Liste des Notation

f_{c28} : résistance à la compression du béton à 28jours.

F_{cj} : résistance du béton à la compression à j jours ($j < 28$).

γ béton : masse volumique du béton.

F_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

σ_{bc} : contrainte limite ultime du béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite service du béton comprimé.

τ_U : contrainte de cisaillement.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

E_i : module de déformation longitudinale instantanée.

E_v : module de déformation longitudinale différée.

G' : module de déformation transversale.

ϵ_s : allongement relatif de l'acier.

E_s : Module d'élasticité longitudinale.

F_e : Limite d'élasticité garantie.

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de POISSON.

σ_s : limite élastique de l'acier utilisé.

η : Coefficient de fissuration.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte limite de l'acier.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

$E_{x,y,z}$: effort de séisme.

e_p : épaisseur dalle.

$L ; a$: longueur et épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la marche.

g : la largeur de la marche.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

P : charge concentrée du balcon.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

μ : moment réduit.

T : effort tranchant.

b' : largeur de la section.

d : hauteur utile.

c : enrobage.

I : moment d'inertie.

A_{cal} : section d'armatures calculée.

A_{min} : section d'armatures minimale.

A : section d'armatures choisie.

A_v : section d'armatures verticales.

A_h : section d'armatures horizontales.

A_r : armatures de répartition.

A_t : armatures transversales.

A_s : section d'armatures tendues.

$A's$: section d'armatures comprimées.

n : coefficient d'équivalence.

S_t, e : espacement.

$\varnothing_t$: diamètre des barres.

F_p : force de poussée.

W_p : Poids de l'acrotère.

C_p : facteur des forces horizontales.

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

V : force sismique calculée par la méthode statique équivalente.

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

CT : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$X_m ; Y_m$: coordonnées du centre de masse.

$X_t ; Y_t$: coordonnées du centre de torsion.

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 .

Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

h_k : hauteur du niveau k .

W_n : Masse au niveau n .

M_{tu} ; M_{au} : moments en travée et en appui à l'ELU.

M_{ts} , M_{as} : moments en travée et en appui à l'ELS.

N : effort normal.

M : moment.

B : section de béton.

V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue/comprimée.

Le : longueur ; épaisseur du voile.

L_t : longueur de la zone tendue.

SB : surface du bâtiment.

Le : longueur élastique du radier.

L_{max} : longueur du panneau le plus sollicité

K : coefficient d'élasticité du sol.

B : largeur du panneau le plus sollicité.

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier

α ; β : paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELU.

K_1 , β_1 ; ρ_1 : paramètres auxiliaires pour le calcul du ferrailage à l'ELS.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction a toujours occupé une place centrale dans la vie de l'homme, représentant à la fois un besoin fondamental et une activité complexe. Le choix du type d'ouvrage et la détermination de la structure la plus adaptée sont des questions essentielles qui orientent tout projet de construction.

Elle englobe l'ensemble des techniques nécessaires pour édifier un abri fonctionnel et sécurisé, requérant une planification rigoureuse. Il est donc crucial de connaître les différentes solutions disponibles, leurs avantages, limites et coûts, tout en évaluant précisément les contraintes afin d'éviter tout imprévu lors de la réalisation.

L'Algérie, située dans une zone à forte activité sismique, a subi au cours des trois dernières décennies plusieurs tremblements de terre importants, causant des pertes humaines et des dégâts matériels considérables.

Pour mieux anticiper ces risques, une bonne compréhension du phénomène sismique, source de mouvements violents du sol, est indispensable. Les ingénieurs en génie civil doivent concevoir des structures offrant rigidité et résistance face aux sollicitations sismiques, tout en intégrant les exigences structurelles, fonctionnelles, économiques, esthétiques et de durabilité.

Le choix du système de contreventement dépend notamment de la hauteur du bâtiment, des capacités du sol et des contraintes architecturales.

Le projet confié porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé de rez-de-chaussée plus sept étages (R+7) à usage d'habitation, contreventé par des murs voiles, situé dans la wilaya de Mostaganem (Kharouba), classée en zone sismique V selon le RPA 2024.

L'objectif principal est de mener une étude de prédimensionnement de cette structure, en calculant les éléments porteurs et non porteurs qui influent sur son comportement dynamique.

L'étude se structure comme suit :

- Présentation globale du projet, avec description de la structure et des matériaux.
- Prédimensionnement de la structure.
- Analyse des éléments secondaires (escaliers, planchers, balcons, acrotères).
- Étude dynamique en 3D avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025.
- Ferrailage des éléments porteurs conformément aux normes BAEL 91 et RPA 2024.
- Dimensionnement des fondations pour déterminer le type à adopter.
- Conclusion générale.

A decorative frame resembling a scroll, with a dark blue outline and rounded corners. The frame is open on the left and right sides, with the top and bottom edges curving inward. The text is centered within this frame.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé exige des connaissances fondamentales sur lesquelles l'ingénieur s'appuie afin de concevoir une structure à la fois sûre et économiquement viable. Le premier chapitre de notre travail a ainsi pour objectif de donner une vision globale de l'ouvrage, en présentant ses caractéristiques générales.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet situe au bord de kharouba à la ville de Mostaganem classée comme zone de forte sismicité V selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2.

3. Présentation de l'ouvrage

La structure étudiée est un bâtiment à usage mixte, composé d'un rez-de-chaussée et de sept étages. Chaque étage comprend deux appartements de type F3, d'une superficie totale de 184.5 m², ce qui représente un ensemble de 14 logements.

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet a une forme rectangulaire et le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Dimensions en plan :

Longueur totale en plan 20,50 m

Largueur totale en plan..... 9,00 m

Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,06 m

Hauteur totale du bâtiment.....24.48 m

Caractéristiques géotechniques du terrain

Le terrain d'assise du projet est constitué d'un sol ferme, conformément aux conclusions du rapport du laboratoire de mécanique des sols.

Les paramètres géotechniques retenus pour le dimensionnement sont les suivants :

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol}=3$ bar

Poids volumique naturel du sol : $\gamma_h=17$ kN/m³

Angle de frottement interne : $\varphi=35^\circ$

Classification sismique du site : Le site est classé S2 (site ferme) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024.

5. Description technique de la structure

5.1 Structure principale

Selon le RPA 2024, en zone sismique V, les bâtiments dépassant 14 m ou R+7 doivent adopter un système mixte composé de voiles et de portiques en béton armé.

5.1.1 Portiques

Les portiques sont formés de poteaux et de poutres en béton armé. Ils servent à :

Supporter les charges verticales.

Transmettre les efforts aux fondations.

L'association voiles-portiques permet d'assurer la stabilité et la sécurité sismique de la structure.

5.1.2 Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé disposés dans les deux directions principales.

Ils assurent :

- La reprise des charges verticales.
- La résistance aux efforts horizontaux (contreventement).
- Ils augmentent la rigidité et la stabilité globale du bâtiment.

5.2 Structure secondaire

5.2.1 Les planchers :

Nous avons opté pour des planchers à corps creux (16+4) pour les raisons suivantes :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Réduction du poids propre du plancher et, par conséquent, diminution de l'effet sismique
- Solution économique
- Le projet étant à usage d'habitation, les charges d'exploitation ne sont pas très importantes.

Les balcons, quant à eux, sont réalisés en dalle pleine.

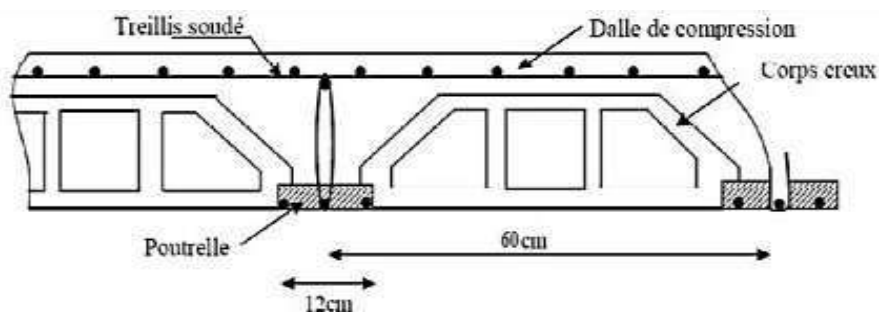


Figure 1. Dalle à corps creux

5.2.2 Escaliers

Un escalier est un ouvrage de circulation verticale permettant de relier deux niveaux d'une construction.

Il est constitué d'une succession de marches et éventuellement de paliers intermédiaires. En construction, il peut être réalisé en béton armé, en acier ou en bois selon les exigences architecturales et structurelles. (Figure 2)

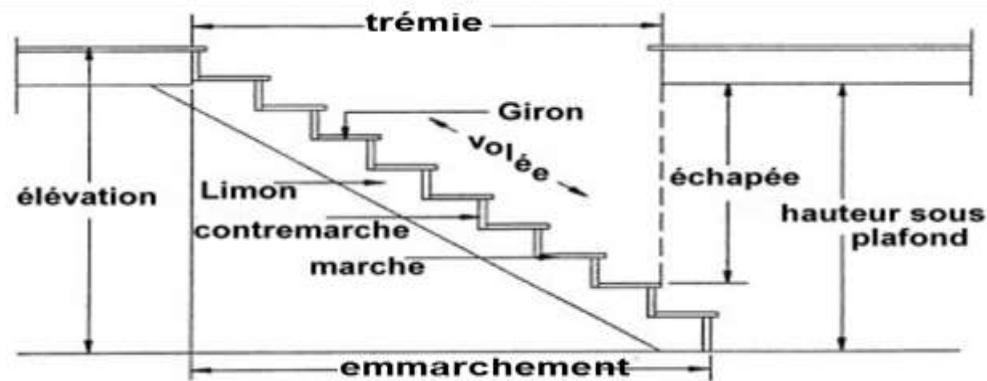


Figure 2. Composants d'un escalier

5.2.3 Maçonnerie

Les murs sont réalisés en briques creuses selon deux configurations :

- **Murs extérieurs :**
 - Brique creuse de 15 cm
 - Âme d'air de 5 cm
 - Brique creuse de 10 cm
- **Murs intérieurs :**
 - Brique creuse de 10 cm

5.2.4 Revêtement

- Les plafonds et les cloisons sont finis avec un enduit en plâtre.
- Les murs extérieurs reçoivent un enduit en ciment.
- Les planchers sont revêtus de carrelage.
- La toiture sera protégée par une étanchéité multicouche imperméable, empêchant toute infiltration d'eau de pluie.

5.2.5 Isolation

- L'isolation acoustique est réalisée grâce à la masse des planchers et au vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est obtenue par des couches de liège pour les planchers terrasses et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

5.2.6 Acrotère

Un acrotère est un muret en bord de toiture ou terrasse qui retient l'eau de pluie et peut soutenir des garde-corps ou éléments décoratifs.

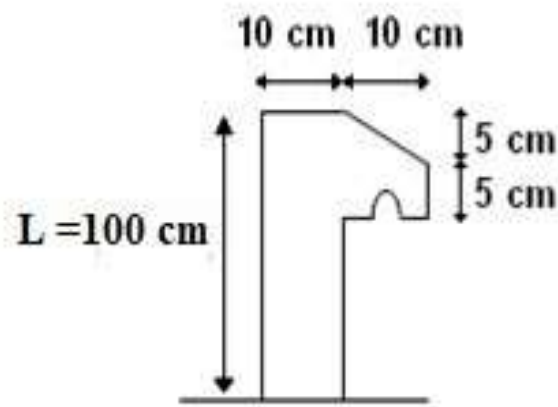


Figure 3. Dimension de l'acrotère

5.3 Fondation

Une fondation est l'élément du bâtiment qui repose sur le sol et supporte toute la structure. Elle répartit les charges sur le terrain et garantit la stabilité de l'ouvrage. Son type dépend de la nature du sol et de l'importance des charges à soutenir.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en tenant compte de sa résistance et du risque de tassement.

On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles
- Fondations profondes
- Fondations semi-profondes

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1 le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau. Il se caractérise mécaniquement par sa résistance à la compression, qui dépend de la granulométrie, du dosage en ciment, de la quantité d'eau et de l'âge du béton.

Le béton utilisé doit être conforme aux normes BAEL 91 et aux exigences du RPA 2024 applicables en Algérie pour les structures parasismiques.

À titre indicatif, le dosage courant pour 1 m³ de béton est le suivant :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m³
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

6.1.1 Résistance à la compression f_{cj}

La résistance du béton à "j" jours (f_{cj}) est mesurée sur des éprouvettes, la valeur la plus utilisée étant celle à 28 jours (f_{c28}).

Les calculs en phase de réalisation suivent les formules du BAEL 91 pour déterminer (f_{cj}).

- Si $J < 28$ $f_{c28} \leq 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$
- Si $J > 28$ $f_{cj} = 1,1.f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

6.1.2 Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge "j" jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

6.1.3 Contrainte limite de compression

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

$$\sigma_b = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ pour les cas courants (ELU).}$$

Avec $\gamma_s = 1,15$ pour les situations accidentelles.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

6.1.4 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 :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

6.1.5 Module d'élasticité

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

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

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

6.2 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone, le carbone étant présent en faible proportion. La quantité de carbone influence fortement les propriétés mécaniques de l'acier, notamment sa résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Types d'aciers selon la teneur en carbone :

1. Aciers doux ou mi-durs

- Teneur en carbone : 0,15 % à 0,25 %
- Caractéristiques : malléables, faciles à former et à souder. Utilisés pour les pièces nécessitant une bonne ductilité.

2. Aciers durs

- Teneur en carbone : 0,25 % à 0,40 %

- Caractéristiques : plus résistants et rigides, mais moins faciles à travailler. Utilisés pour les pièces nécessitant une grande résistance mécanique.

6.2.1 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 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

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

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

6.2.2 Contraintes limites de l'acier

Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \epsilon_s \geq \epsilon_L$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \rightarrow \epsilon_s < \epsilon_L$$

Avec :

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

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

D'où l'on aura : $\sigma_s = 434,78$ Mpa situation normale.

$$\sigma_s = 500 \text{ Mpa situation accidentelle}$$

Etat limite de service (ELS)

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de fissuration comme suit :

- **Fissuration peu nuisible** : La contrainte n'est pas limitée, aucune vérification des aciers n'est donc requise.
- **Fissuration préjudiciable** : La contrainte est limitée à : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]

- **Fissuration très préjudiciable** : La contrainte est limitée à : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_{te}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ti}})$; [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)

6.3 Protection des armatures

Afin d'assurer un bétonnage de qualité et de protéger les armatures contre les effets des intempéries et des agents agressifs, il est indispensable de respecter les valeurs réglementaires de l'enrobage (c), comme suit :

- **c ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns, aux brouillards salins, ainsi qu'aux atmosphères fortement agressives.
- **c ≥ 3 cm** : pour les éléments en contact avec des liquides (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **c ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans des locaux non soumis aux phénomènes de condensation.

7. Logiciels utilisés

Dans le cadre de cette étude, plusieurs logiciels ont été exploités afin d'assurer l'analyse, la modélisation et la présentation des résultats, à savoir :

- Robot Structural Analysis Professional 2025
- AutoCAD 2025
- Expert BA 2010 (Robot Expert)
- RDM6 et Socotec
- Microsoft Office 2016

8. Règlements utilisés

Les calculs et les vérifications ont été réalisés conformément aux règlements et normes en vigueur suivants :

- Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)
- Règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91)
- Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.2
- Règles d'exécution des fondations superficielles (DTR-BE 1.31)



CHAPITRE II

PREDIMENSIONEMENT

1.Introduction

Le prédimensionnement consiste à établir, dans une phase préliminaire, des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude détaillée du projet. Ces éléments doivent présenter des sections minimales capables de reprendre les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Cette étape est réalisée conformément aux règlements en vigueur, notamment le RPA 2024, le BAEL 91 et le BA 93. Les sections obtenues à ce stade sont provisoires et peuvent être ajustées ou augmentées après les vérifications effectuées lors de la phase de dimensionnement définitif.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimension transversales ($b \cdot h$) très petites devant la longueur L , Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers). Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA 2024.

La formule est la suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

D'où :

- L : Portée de la poutre entre nus.
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA2024:
- Pour la hauteur h doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Pour la largeur b doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport entre h et b doit être : $h / b \leq 4$

2.1 Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{\max} = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b=30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,5 < 4,0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 4) pour la poutre principale est $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

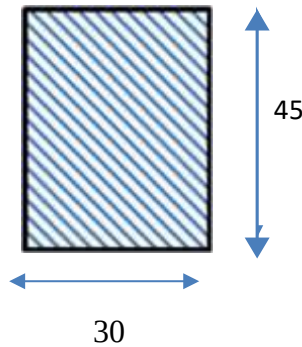


Figure 4. Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

$L_{\max} = 425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,50 \text{ cm}$$

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 5) pour la poutre secondaire est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

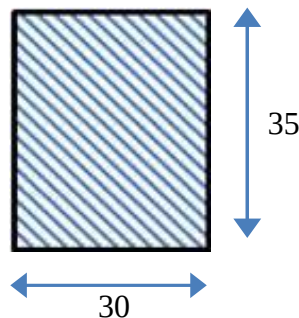


Figure 5. Section transversale de la poutre secondaire

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont constituées par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \text{ Avec :}$$

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

h_t : l'épaisseur totale du plancher

On a :

$$\frac{425}{25} \leq e_p \leq \frac{425}{20}$$

$$17 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.25 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

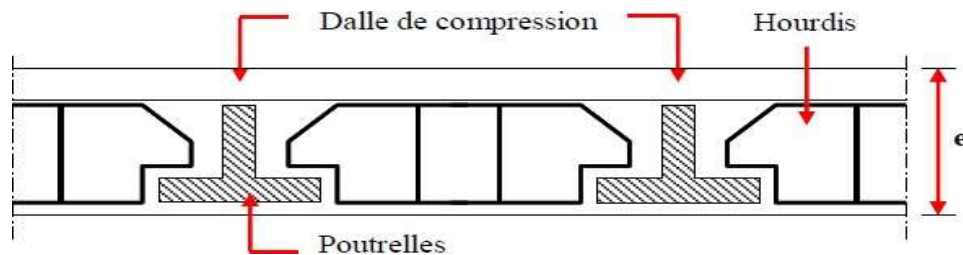


Figure 6. Planchers à corps creux.

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 ($b = 60 \text{ cm}$).

3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

Les charges permanentes et les charges d'exploitation de chaque étage ont été déterminées conformément au Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, relatif aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	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)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			$G = 5,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Charge d'exploitation			$Q = 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3.2.2 Plancher étage courant

Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
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)			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5,06 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1,5 kN/m²

4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent répondre aux trois critères suivants :

- Assurer la résistance nécessaire aux sollicitations.
- Se conformer aux prescriptions du RPA 2024.
- Respecter les conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité présente une section dont les dimensions sont illustrées à la Figure 7.

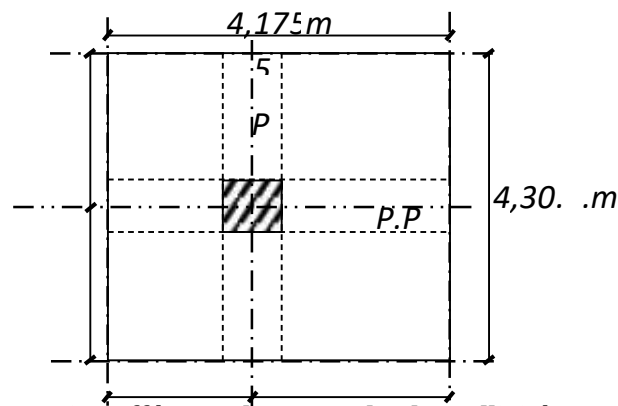


Figure 7. Section afférente du poteau le plus sollicité

4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 17,952 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- Critère de résistance

$$Br \geq \left[\frac{\beta \times Nu}{\left[\theta \times \frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{Br} \times \sigma_s \right] \times 10^3} \right] \times 10^4$$

Avec

Br : Section réduite du béton (Figure 8)

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

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

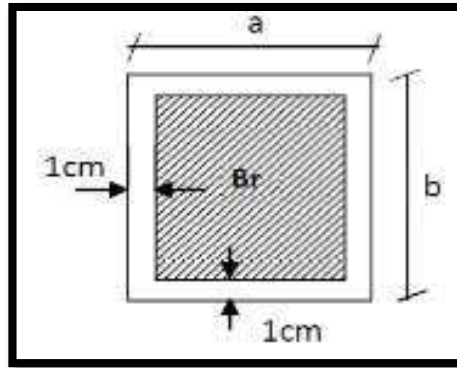


Figure 8. Section réduite du poteau

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

A

$\theta = 1 \%$ (Mostaganem : zone V selon le RPA 2024)

B_r

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 : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

d'où,

$$Br \geq \left[\frac{1,2}{\left[1 \times \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \frac{1}{100} \times 348 \right] \times 10^3} \right] \times 10^4$$

$$Br = 0,6404858204 \cdot Nu$$

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

- Vérification des conditions du RPA 2024

$$\left[\begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{N_c}{f_{c28 \times Bc}} \leq 0,35$$

- Vérification des conditions de flambement

Selon les règles du BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

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.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50.Q sauf pour le dernier et avant- dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 4).

Tableau 4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m²)
1	Haut 7 ^{eme} étage	1
2	Haut 6 ^{eme} étage	2,5
3	Haut 5 ^{eme} étage	3,85
4	Haut 4 ^{eme} étage	5,05
5	Haut 3 ^{eme} étage	6,1
6	Haut 2 ^{eme} étage	7
7	Haut 1 ^{er} étage	7,75
8	Haut RDC	8,5

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 5).

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 5.

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

H	ETAGE	G [kN]	Q [kN]	N _{sup} [kN]	N _q [kN]	N _{long} [kN]	N _{pot} [kN]	N _{plac} [kN]	Nu [kN]	Ns [kN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 7 eme etage	4,980	1	19,022	15,238		0,000	147,623	181,884	132,734	116,734	12,804	30	15,573	24,735
3,06	haut 6 eme etage	10,14	2,5	38,045	30,476		23,863	313,074	405,457	295,352	260,225	18,131	30	19,844	24,735
3,06	haut 5 eme etage	15,3	3,85	57,067	45,714		31,791	474,485	609,057	443,473	390,896	21,771	30	24,317	24,735
3,06	haut 4 eme etage	20,46	5,05	76,089	60,953		39,719	631,856	808,617	588,902	518,974	24,781	35	28,021	21,201
3,06	haut 3 eme etage	25,62	6,1	95,112	76,191		50,509	785,188	1007,000	733,758	646,298	27,422	35	31,278	21,201
3,06	haut 2 eme etage	30,78	7	114,134	91,429		61,300	934,481	1201,344	875,922	771,029	29,767	40	34,174	18,551
3,06	haut 1 eme etage	35,94	7,75	133,156	106,667		75,394	1079,735	1394,953	1017,839	895,288	31,921	40	36,839	18,551
3,06	haut rdc	41,1	8,5	152,179	121,905		89,488	1224,989	1588,561	1159,756	1019,546	33,930	45	39,324	16,490
2	haut avant poteau	41,1	8,5	152,179	121,905	32,016	107,326	1224,989	1638,414	1196,685	1051,543	34,428	45	39,945	10,778
	haut semelle	41,1	8,5	152,179	121,905	32,016	117,919	1224,989	1649,008	1204,532	1058,342	34,532	45	40,075	0,000

Tableau 6. Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
RDC– 1 ^{er} étage	40 x 40
2 ^{ème} –4 ^{ème} étage	35 x 35
5 ^{ème} –6 ^{ème} – 7 ^{ème} étage	30 x 30

5. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par le RPA 2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

D'après le RPA 2024 les voiles (Figure 5) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

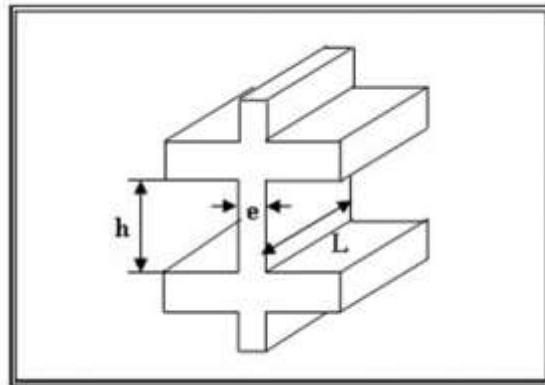


Figure 9. Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est

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

Le prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 7.

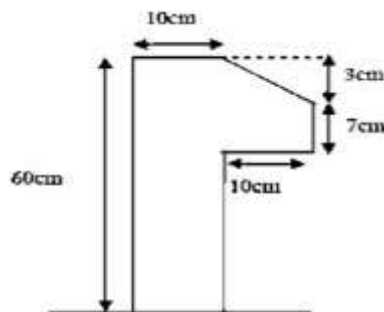
Tableau 7. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h _e (cm)	h _e (cm) 20	a (cm)
RDC – Etage courant	306	286	14.3	25

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 25 cm.

6. Prédimensionnement de l'acrotère

Eléments structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton arme, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

**Figure 10. Section transversale de l'acrotère**

7. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.00 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 8.

Tableau 8. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0,025	0,5
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			$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

8. Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.

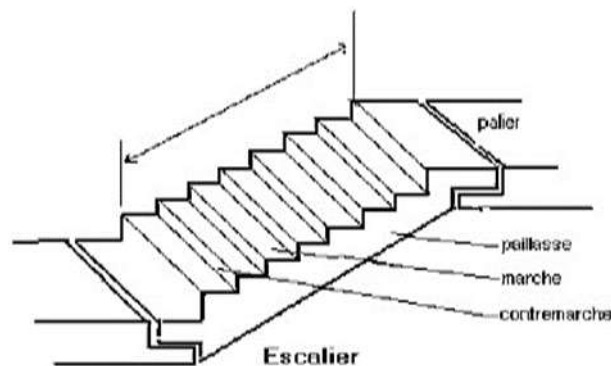


Figure 11. Eléments composants d'un escalier

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

En prenant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

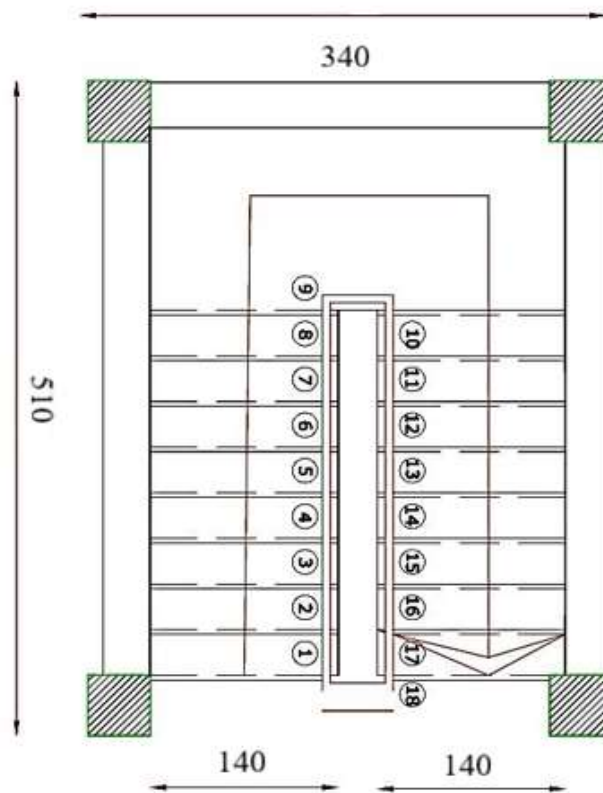


Tableau 9. Caractéristiques de l'escaliers

	RDC - Etage courant
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1	9
N contre marches volée 2	9

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

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

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{284,620}{30} \leq e_p \leq \frac{284,620}{20}$$

$$\Rightarrow 9,487 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,231 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 10 et 11.

Tableau 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	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,53 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau 11. Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0,025	0,7
Revêtement verticale	28	0,025. (0,17/0,3)	0,39
Matière de pose	18	0,02	0,36
Poids propre de la paillasse	25	0,15/Cos29,54	3,45
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G = 6,95 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

A decorative scroll frame with a dark blue outline. The frame has a vertical strip on the left side and a horizontal strip at the top, both with rounded ends. The text is centered within the frame.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction :

Ils s'appuient sur des éléments porteurs ; Dans notre projet on distingue deux types de plancher :

2. Plancher à corps creux

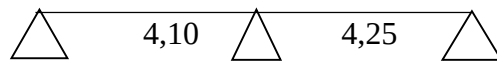
Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique.

2.1 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 2 types de solives (Figure12).

Etage courant

Type 1:



Type 2:

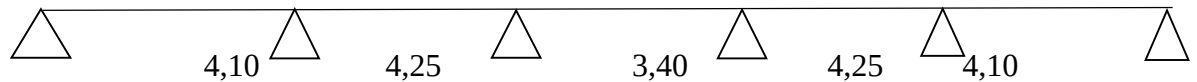


Figure 12. Différents types de poutrelles

2.2 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- **Méthode forfaitaire**, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

$$0,85 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

c) La fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée.

- **Méthode de Caquot minoré**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

2.3 Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet, les 4 conditions (a, b, c et d) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 2 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 12.

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

Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-7,38	-5,33	8,23	5,94	13,32	9,62
2	Etage courant	-6,15	-4,44	8,01	5,79	12,74	9,02
6	Terrasse	-6,37	-4,65	8,08	5,89	13,20	9,92

2.4 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 13. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 13

Tableau 13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moments en travées [kN.m]	Efforts tranchants [kN]
ELU	-7,38	8,23	13,32
ELS	5,33	5,94	

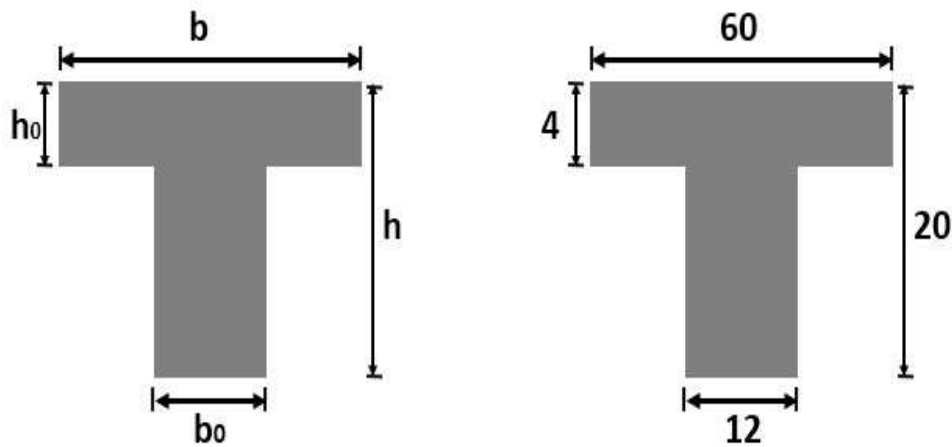


Figure 13. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 14 suivant :

Tableau 14. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2 HA10	Ø 6
En travée	3 HA10	Ø 6

2.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u_{\max} = 8,23 \text{ kN. m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN. m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$$M_t^u_{\max} = 8,23 \text{ kN. m} < M_T = 54,528 \text{ kN. m}$$

⇒ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

(Figure 14).

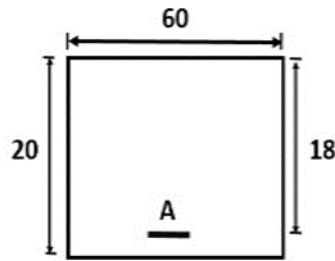


Figure 14. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_t^u \max}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8230}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_t^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8230}{435 \times 0,984 \times 18} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_t^s \max = 5,94 \text{ kN.m}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u \max}{M_t^s \max} = \frac{8,23}{5,94} = 1,38$$

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

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.

$$T_{max}^u = 13.32 \text{ kN}$$

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 :

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

$$T_{max}^u = 13,32 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

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 :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^U}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{500} \times \left[13320 + \frac{8230}{0,9 \times 18} \right] = 0,29 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ 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

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13,32}{12 \times 18 \times 100} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont 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 :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Lmin} \right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

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

Espacement des armatures transversales δ_t :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

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

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 $\delta_t = 15 \text{ cm}$

2.6 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm}$ $A1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ $A1 = 4 \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n = 60 \text{ cm}$).

$A1$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et $A2$: Diamètre (A.R).

$$A2 = \frac{A1}{2} \text{ et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm Choix : 5T6 } A1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm Choix : 5T6 } A_2 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 15).

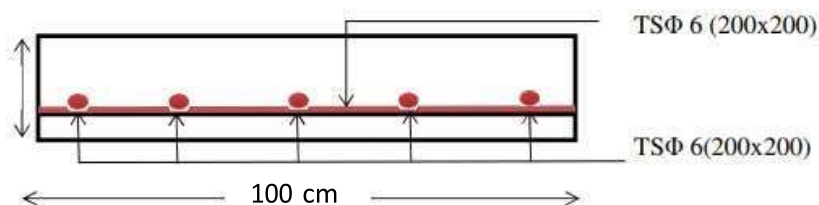


Figure 15. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

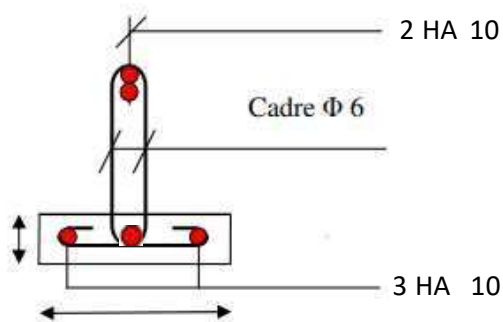


Figure 16. Ferrailage de la poutrelle

3. Balcon

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastrées au niveau du plancher.

3.1 Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,24 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1,51 \text{ kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 17 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 15.

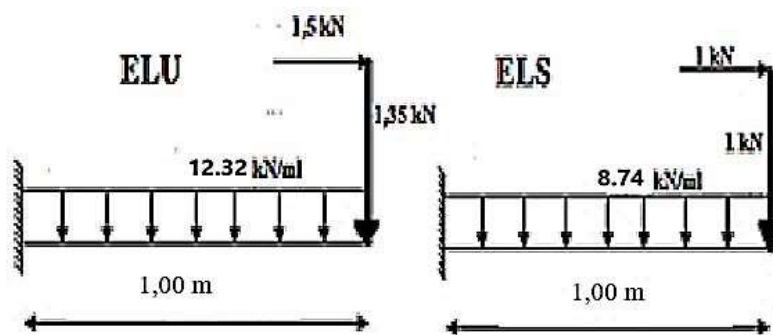


Figure 17. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 15. Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	- 14.90	19.21
ELS	- 10.63	13.67

3.2 Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,90 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,90}{10,63} = 1,40$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow (\text{On n'utilise pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,27 \rightarrow \text{On opte pour la méthode simplifiée}$$

$$\text{Calculer } Z_b : Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0,6 \times 0,054)$$

$$Z_b = 130,626 \text{ mm}$$

Calculer **A_I** : $\mu_{bu} = \frac{M_U(max)}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{14,90 \times 10^6}{130,626 \times 348} = 327,776 \text{ mm}^2 = 3,27 \text{ cm}^2$

Choix : 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm (Figure 18).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3,27}{4} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement de 20 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.21 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa Vérifiée}$$

Les conditions des contraintes de compression dans le béton et des contraintes maximales dans l'acier sont vérifiées et étant donné que toutes les conditions requises pour le calcul des flèches sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche. Figure 18.

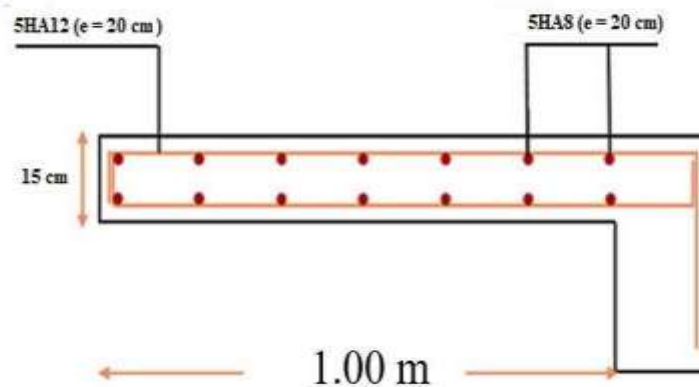


Figure 18. Schéma de ferrailage du balcon

4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 19).

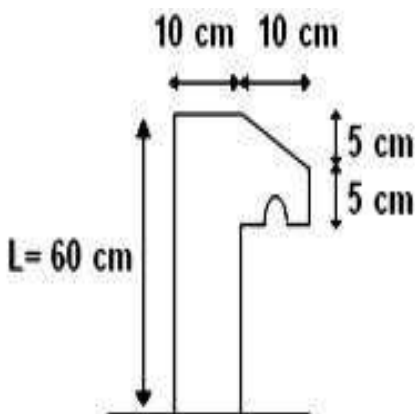


Figure 19. Coupe transversale de l'acrotère

Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

4.1 Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 16.

Tableau 16. Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,069	$0,069 \times 25 = 1,725$	$0,015 \times 1,47 \times 18 = 0,4$	2,125	1

Selon le RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

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

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.

$$F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 22.02) \times 2.125 = 0.551 \text{ kN}$$

Centre de pression :

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

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

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 20 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 17.

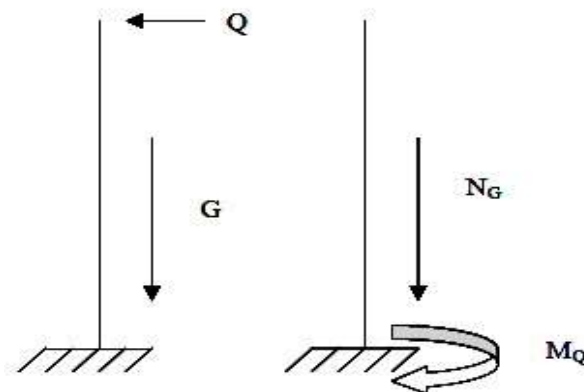


Figure 20. Schéma statique de l'acrotère

Tableau 17. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,9	2,86	1,5
ELS	0,6	2,125	1

4.2 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 8 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,86} = 0,314 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot (e + \frac{h}{2} - c) = 0,812 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU : } \mu = \frac{M_1}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{900}{100.5^2.14,2} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{28.60}{348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 2,875 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures (Figure 31)

$$A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

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

$$\text{Avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/3 = 19 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2,125 \text{ kN.}$$

$$e = \frac{0,60}{2,125} = 0,28 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,28 - 0,1/2 = -0,33 \text{ m}$$

$$p = -3 \cdot (c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - c) = -3265,34 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \cdot (c)^3 + \frac{6\eta A_{st}}{b} (d - c)^2 = 71864,064 \text{ cm}^3$$

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 :

$$Y_{2,1} = a \cos (\varphi / 3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

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

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

La solution qui convient est $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

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

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{b y_{2SER}^3}{3} + 15 A_s (d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 42,72 \text{ cm}^3$$

2

Contrainte du béton

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S^*} = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

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

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

Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times n} \right\} = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - Y_c) = 37,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement $T_u = 1 \text{ kN}$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \times 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

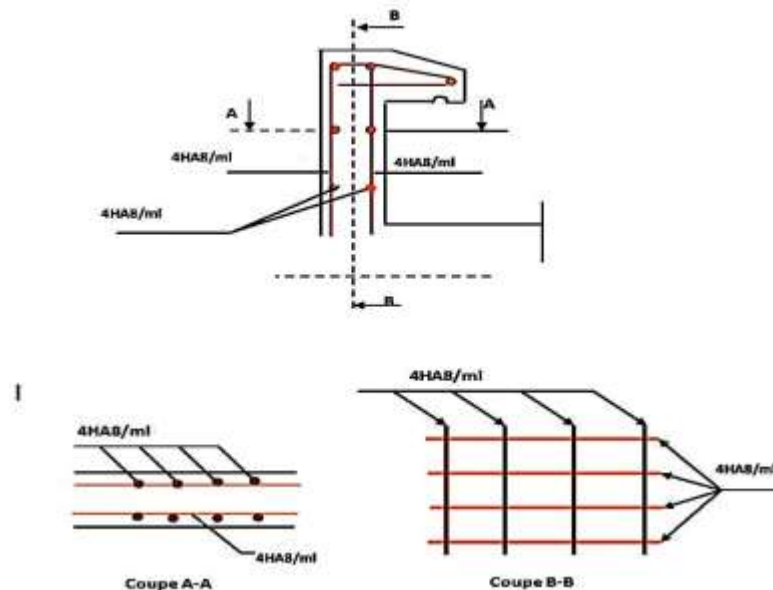


Figure 21. Ferrailage de l'acrotère

5. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

5.1 Combinaisons de charges

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculées en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

$$\text{ELU} \quad q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,53 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,21 \text{ kN/m}$$

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

$$\text{ELS} \quad q_{\text{palier}} = 5,53 + 2,5 = 8,03 \text{ kN/m}$$

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

5.2 Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 2 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, l'étage courant, alors les schémas statiques des volées sont différents. La coupe en plan de la cage d'escalier a été schématisée dans le chapitre 2 lors du prédimensionnement (Figure 11).

5.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier

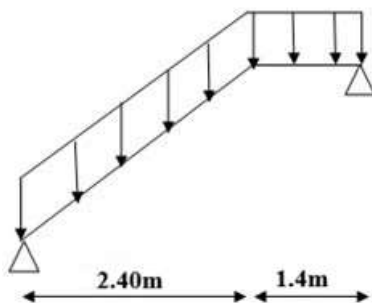


Figure 22. Dimensions de l'escalier

Les dimensions utilisées de l'escalier du sont schématisées sur la Figure 22 et leurs schémas statiques sont illustrées sur la Figure 23 et ainsi le calcul des autres paramètres de l'escalier sont citées ci-dessous.

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 15$ cm (pré dimensionnée au chapitre 2) Longueur de la paillasse du volée 1 (L_1 paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

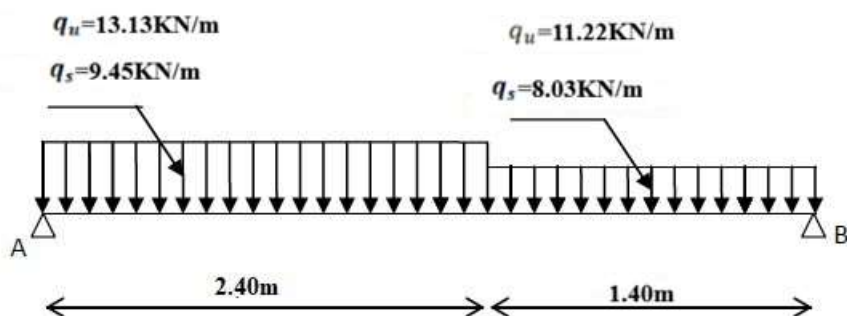


Figure 23. Schéma statique de l'escalier

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastres et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 24 et 25).

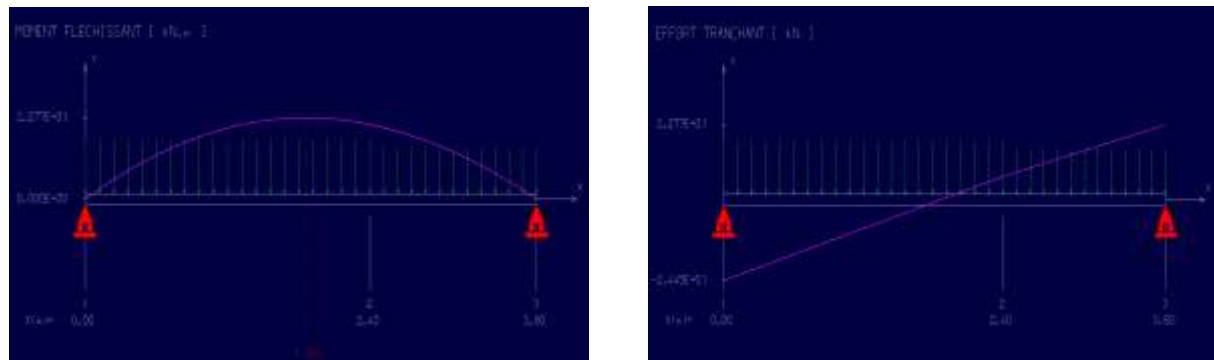


Figure 24. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU

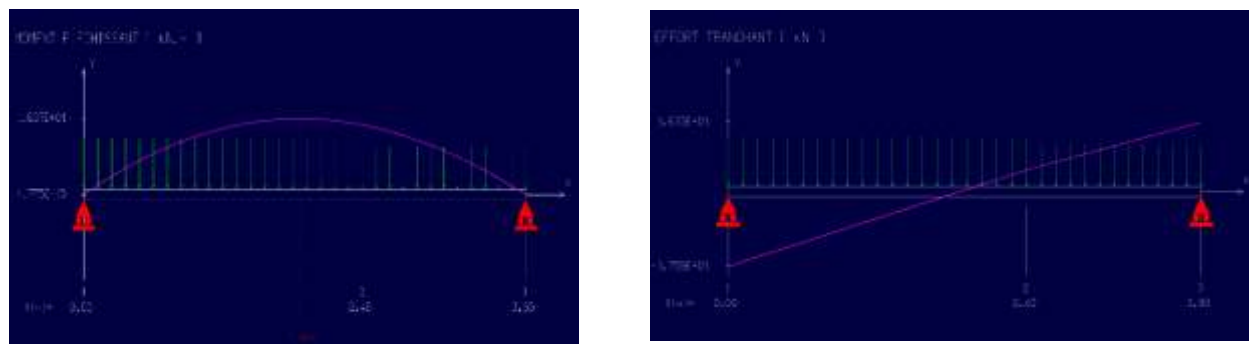


Figure 25. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 18 pour ELU et dans le Tableau 19 pour l'ELS.

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

		$T_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ (appui) [kN.m]	$M_{\max}$ (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1 et 2	24,45	6,83	22,77

Tableau 19. $M_{\max}$ en appui et en travée et $T_{\max}$ de l'escalier en ELS

		$T_{\max}$ [kN]	$M_{\max}$ (appui) [kN.m]	$M_{\max}$ (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1 et 2	17,59	4,91	16,37

Volée 1 :**En travée**

$$M_{t_u} = M_0 \times 0.85 = 22,77 \times 0.85 = 19,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19350}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,116 < 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,116)}) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,938$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19350}{0,938 \times 10,8 \times 434,78} = 4,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(4,39 ; 1,04) \text{ cm}^2 = 4,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45\text{cm}] = \min[36 ; 45] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification ELS

$$M_u = 22770 \text{ N.m}$$

$$M_s = 16370 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{22770}{16370} = 1,39$$

$$\alpha = 0,154 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{Ml^2}{10 \times E_v \times IF_v} \quad \text{et } f \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 22770 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \times E_v \times IF_v} = \frac{19350 \times 3,80}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,000144} = 0,17 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appui

$$M_{a_u} = M_{\max} \times 0,3 = 19,35 \times 0,3 = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{5800}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,044 ; \beta = 0,982$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5800}{0,982 \times 10,8 \times 434,78} = 1,257 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1,257; 1,04) \text{ cm}^2 = 1,257 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 4 HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13$$

$$\text{Choix : 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_u = 5800 \text{ N.m}$$

$$M_s = 4170 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{5800}{4170} = 1,39$$

$\alpha = 0,154 < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{Ml^2}{10 \times E_v \times I_{FV}} = \frac{4170 \times 3,80^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,000144} = 0,0038 \text{ cm}$$

$f = 0,0038 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

fcj suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 24,45 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{24450}{1000.108} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 1 et 2 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier sont résumés dans le Tableau 20.

Tableau 20. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 2	En appui	4HA12 (4,52 cm ²)	4 HA8 (2,01 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	4 HA12 (4,52 cm ²)	4 HA8 (2,01 cm ²)		

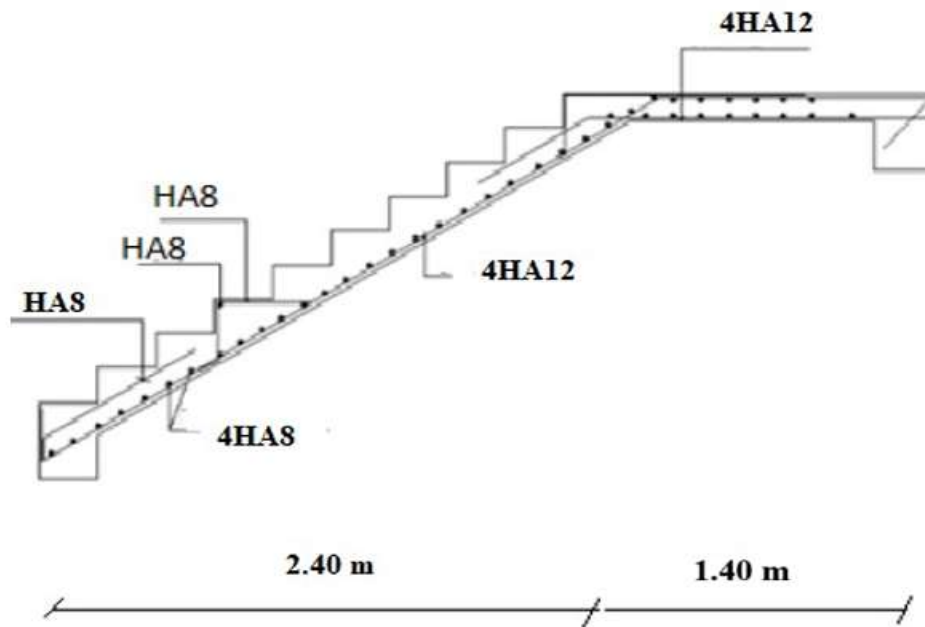


Figure 26. Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

1.Introduction

Un séisme se manifeste par une vibration du sol causée par la libération de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre suite à une déformation. Comme il est impossible de prédire ce phénomène, la prévention la plus efficace repose sur des constructions parasismiques. Pour concevoir de telles constructions, il est essentiel d'établir des critères à la fois économiquement raisonnables et techniquement pertinents. L'analyse parasismique repose sur l'hypothèse que les masses sont concentrées au niveau des planchers, que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en considération, et que les planchers sont rigides dans leur plan horizontal (indéformables horizontalement). Conformément à la réglementation RPA 2024, les forces sismiques peuvent être évaluées à l'aide de la méthode statique équivalente, de l'analyse modale spectrale, ou encore par l'analyse dynamique basée sur les accélérogrammes.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de l'étude

L'objectif principal de l'analyse dynamique d'une structure est d'identifier ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Cela permet par la suite de calculer les efforts et déplacements maximaux engendrés par un séisme. Cependant, l'étude dynamique d'une structure dans sa forme initiale est souvent très complexe. C'est pourquoi il est fréquent d'utiliser des modélisations simplifiées, suffisamment représentatives pour faciliter l'analyse du problème.

2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel développé par Autodesk, spécialisé dans le calcul et l'analyse des structures. Il propose des outils avancés pour la modélisation, la simulation et l'évaluation de divers types de structures, tels que les bâtiments, ponts, structures industrielles et ouvrages en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et concepteurs de réaliser des études approfondies de résistance, stabilité et réponse dynamique des structures. Il supporte la modélisation paramétrique, facilitant ainsi la création et la modification de modèles complexes, et offre la possibilité d'importer des modèles depuis des logiciels de CAO populaires comme AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis inclut une vaste gamme d'options de chargement, notamment les charges statiques, de vent, sismiques et thermiques. Il permet d'effectuer des analyses linéaires, non linéaires, ainsi que des évaluations de stabilité pour étudier le comportement des structures sous différentes sollicitations.

Le logiciel intègre aussi des fonctionnalités pour la conception et l'optimisation des structures, avec des outils de vérification des sections et armatures afin de garantir la conformité aux normes en vigueur. Il génère des rapports détaillés et des diagrammes, facilitant la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un outil performant qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les structures, assurant ainsi leur sécurité et leur efficacité.

2.3 Modélisation de la structure

La modélisation constitue une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, incluant sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique adapté, reflétant au mieux la nature du système réel.

Le modèle dynamique utilisé se compose d'une console verticale fixée à sa base, où les masses sont considérées comme concentrées au centre de gravité de chaque niveau de la structure. Les éléments en portique (poutres-poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds, chacun disposant de six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles sont représentés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides, avec la possibilité d'intégrer automatiquement le sens des poutrelles. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes de modélisation suivies sont les suivantes :

- Saisie de la géométrie du modèle, avec détermination de la position des nœuds et de la connectivité des éléments.
- Spécification et affectation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- Définition des cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et assignation de ces charges aux nœuds et éléments.

- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, pour définir les contraintes imposées à la structure.
- Introduction du spectre de réponse, avec les paramètres de base et sismiques correspondant à la structure.
- Lancement de l'analyse, suivi, si nécessaire, d'ajustements du modèle pour garantir sa précision.
- Visualisation des résultats à l'écran ou dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et comportements de la structure.
- Interprétation des résultats pour évaluer les performances structurelles et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée avec Robot Structural Analysis 2025 est illustrée à la Figure 27.

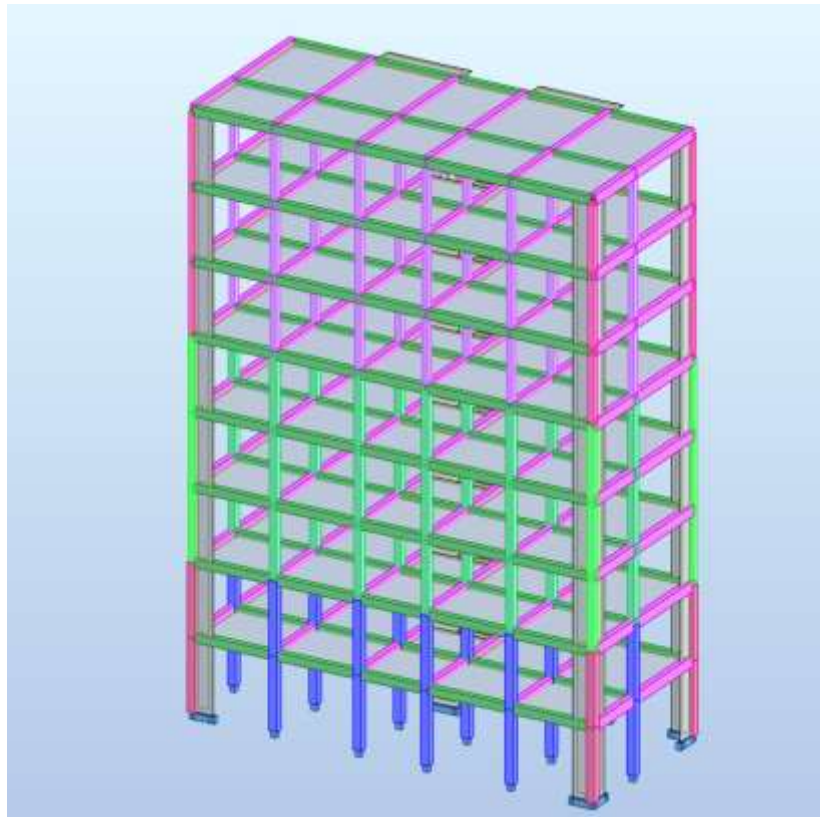


Figure 27. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 28) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

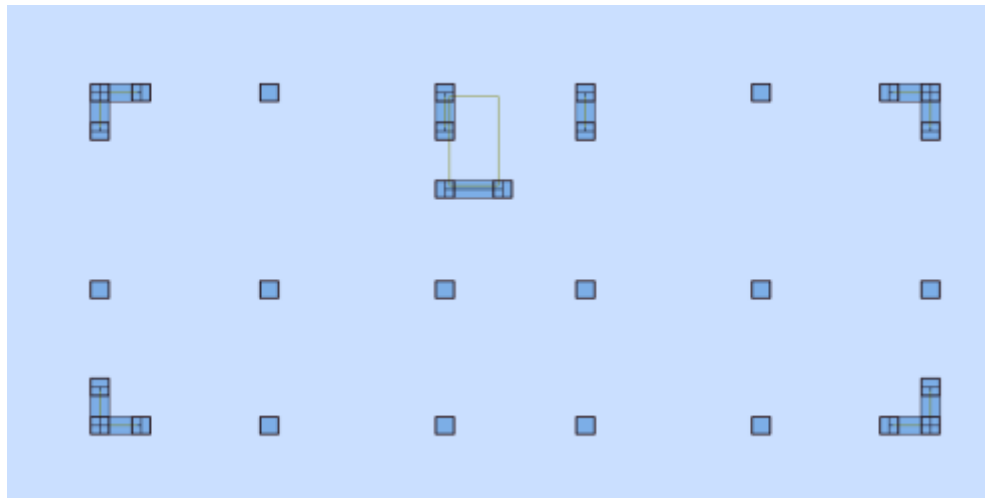


Figure 28. Coupe en plan de la structure

3. Classification de la structure

Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 21. Tableau de Classification des zones sismiques

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

Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

Groupe d'importance de l'usage

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne– Bâtiments non classés dans les autres

groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- * Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- * Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc.

* Parkings de stationnement publics, etc.

Système à contreventement mixte : Equivalent à des voiles système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.17 selon le RPA 2024)

Donc : **R=4.5** (b) selon (RPA 2024)

Cat Description du système de contreventement	Valeur de R
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)

4. Calcul de facteur de qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :

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

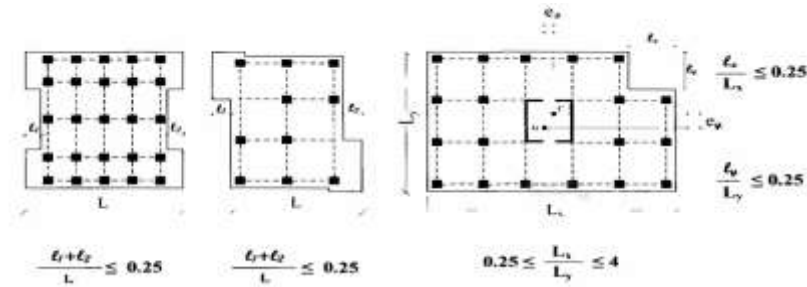
Avec :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Le Tableau 23 résume les valeurs des pénalités.

1-Régularité en plan

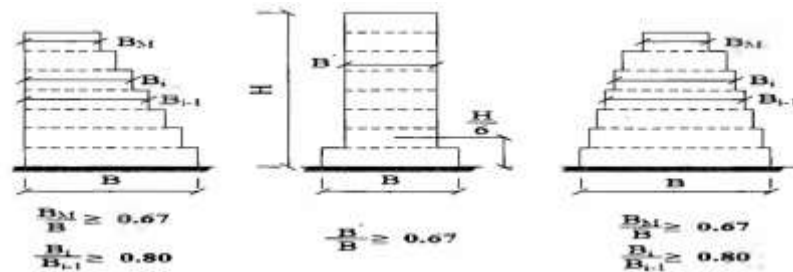
On là le 2eme



→Condition non vérifiée

2-Régularité en élévation

On là le 2eme cas :



→Condition non vérifiée

3. Redondance en plan

Nous avons des voiles en dans deux sens, sens X et sens Y.

→ Condition vérifiée

Tableau 22. Valeurs des pénalités P_q

Catégorie	Critère (q)	Pq
(b)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0
	3. Redondance en plan	0

$$QF = 1 + 0.5 + 0 + 0 = 1.05$$

5.Choix de la méthode de calcul

Méthodes dynamiques

La méthode d'analyse modale spectrale peut être appliquée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

6. Méthode d'analyse modale spectrale

6.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3 selon RPA 2024). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure

6.2 Spectre de calcul

Il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse sous l'action sismique horizontale défini dans le RPA 2024 ci-dessous.

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la

Pesanteur, g

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de Non effondrement $T_r=475$ ans

I : coefficient d'importance

S: coefficient de site

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté

T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

QF : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, n'est pas pris en compte, car la valeur du produit ($A_v.I.g = 0,225$) est inférieure à (0.25g).

6.3 La force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

7. Résultats de la méthode modale spectrale

7.1 Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est : $3/4$

T empirique = $C_T h_n$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=24,48$ m C_T :

Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. $C_T = 0,05$

$$T_E = 0,55 \text{ s}$$

7.1.1 Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024). Le Tableau 23 montre la vérification de la période.

Tableau 23. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	Condition du RPA
0,55	0,715	Vérifiée

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 0.715$ s

Les périodes T_1 et T_2 et T_3 sont données par le tableau 24 ci-dessous.

Tableau 24. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre type 1 <i>(Zones IV, V et VI)</i>	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Avec :

T_1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_1 = 0,10$ s** (Site S_2).

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_2 = 0,50$ s** (Site S_2).

T_3 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_3 = 2,00$ s** (Site S_2).

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : **$\lambda=0.85$**

Donc : $A.I.S.[2.5\frac{Q}{F}]$ car : $T_2 \leq T \leq T_3$

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=1.2**

7.1.2 Calcul de poids total W de la structure

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

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025 le poids total de la structure est : **W= 17756,7901 KN**

7.1.3 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

$$V_x = V_y = 1433,86 \text{ KN}$$

7.2 Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 25 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau 25. 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 [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,09	0,92	71,84	0,05	0,00	71,84	0,05	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 2	1,15	0,87	71,88	72,18	0,00	0,05	72,13	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 3	1,37	0,73	72,86	72,18	0,00	0,98	0,00	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 4	3,46	0,29	85,79	72,18	0,00	12,93	0,00	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 5	3,68	0,27	85,80	85,32	0,00	0,00	13,14	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 6	4,68	0,21	85,82	85,32	0,00	0,02	0,00	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 7	6,81	0,15	91,41	85,32	0,00	5,60	0,00	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01
3/ 8	7,44	0,13	91,41	90,96	0,00	0,00	5,64	0,00	1775679,01	1775679,01	1775679,01

- Le premier mode est une translation suivant y ;
- Le deuxième, une translation suivant x ;
- Le troisième, une torsion ;
- Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 7ème mode sens x et au 9ème mode pour le sens y.

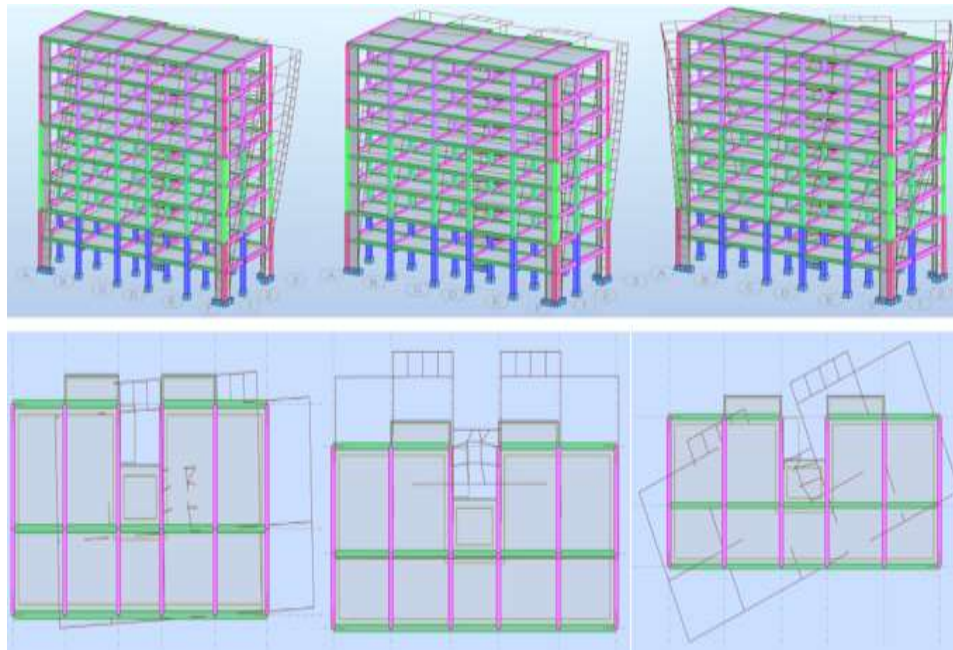


Figure 29. vibration du bâtiment selon les 3 mode

7.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par la t combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V < 0,80 V$, il faudra t augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Le Tableau 26 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau 26. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	1290,83	/
$V_t(y)$	/	1352,86
$V(x)$	1433,86	/
$V(y)$	/	1433,86
V_t	0,90	0,94
$\frac{V_t}{V}$		
Coefficient de majoration	PAS DE MAJ	PAS DE MAJ

On' a :

$$V_x \text{ dynamique} = 1290.83 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1352.86 \text{ KN}$$

$$V_{x\text{dyn}} = 1290.83 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 1147.088 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 1352.86 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 1147.088 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8. Vérification de la Structure

8.1 Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , qui agissent selon les deux directions horizontales, sont considérées comme indépendantes, mais elles sont représentées par un même spectre de réponse.

Les actions sismiques utilisées pour le dimensionnement des structures sont combinées avec les actions permanentes et variables à l'aide des équations suivantes :

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

où:

- G : charges permanente
- Q : charges d'exploitation, non pondérées et:

$$\begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E2 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \end{cases}$$

8.2 Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

où :

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

8.3 Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspond du présent document technique réglementaire sont appliquées.

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

Cette condition d'équilibre concerne la stabilité globale du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis aux risques de renversement et/ou de glissement engendrés par les sollicitations provenant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié pour sa stabilité au renversement au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement au niveau des fondations correspond à la somme des forces latérales à chaque niveau, multipliée par la hauteur respective de chacune, mesurée depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité minimum requis contre le renversement est de 1,3.

Le moment stabilisant est calculé à partir des charges verticales prises en compte pour déterminer la force sismique latérale. À ces charges verticales s'ajoutent le poids de la fondation et celui du sol situé au-dessus. Ce moment stabilisant doit être évalué au bas de la fondation, par rapport à son bord extrême.

Pour la stabilité au glissement, lorsque sa vérification est nécessaire, un coefficient de sécurité minimum de 1,25 doit être appliqué.

8.5 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. § 6.1.2). Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

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

8.6 Justification de la stabilité des fondations

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 27. Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	OBS $\Delta_{kx} < 0,01h$	OBS $\Delta_{ky} < 0,01h$
7 étage	3060	3	3	13,5	13,5	4,5	4,5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
6 étage	3060	3	3	13,5	13,5	4,5	4,5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
5 étage	3060	4	4	18	18	0	0	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4 étage	3060	4	4	18	18	0	0	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3 étage	3060	4	4	18	18	0	0	30,6	Vérifiée	Vérifiée
2 étage	3060	4	4	18	18	4,5	4,5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
1 étage	3060	3	3	13,5	13,5	4,5	4,5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3060	2	2	9	9	4,5	4,5	30,6	Vérifiée	Vérifiée

8.7 Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0,10$$

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 : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

h_k : hauteur du niveau k.

Tableau 28. Vérification de l'effet P- Δ sens XX

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V _x (kN)	Δ_x (mm)	Θ_x	OBS
7 ^{-ème} étage	3060	196926,6	322,13	2,736	5,465978799	Vérifiée
6 ^{-ème} étage	3060	220861,5	570,16	2,453	3,105270746	Vérifiée
5 ^{-ème} étage	3060	220861,5	756,87	2,125	2,026451959	Vérifiée
4 ^{-ème} étage	3060	225339,2	914,79	1,754	1,411963792	Vérifiée
3 ^{-ème} étage	3060	225339,2	1049,01	1,355	0,951207019	Vérifiée
2 ^{-ème} étage	3060	225339,2	1164,95	0,933	0,589779588	Vérifiée
1 ^{er} étage	3060	230505,8	1254,09	0,517	0,310543376	Vérifiée
RDC	3060	230505,8	1290,84	0,171	0,099789335	Vérifiée

Tableau 29. Vérification de l'effet P- Δ sens YY

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V _y (kN)	Δ_y (mm)	Θ_y	OBS
7 ^{-ème} étage	3060	196926,6	330,64	0,153	0,297796138	Vérifiée
6 ^{-ème} étage	3060	220861,5	596,67	0,153	0,185078469	Vérifiée
5 ^{-ème} étage	3060	220861,5	798	0,153	0,138384424	Vérifiée
4 ^{-ème} étage	3060	225339,2	967,13	0,153	0,116498935	Vérifiée
3 ^{-ème} étage	3060	225339,2	1109,57	0,153	0,101543494	Vérifiée
2 ^{-ème} étage	3060	225339,2	1229,19	0,153	0,091661676	Vérifiée
1 ^{er} étage	3060	230505,8	1317,71	0,153	0,087464541	Vérifiée
RDC	3060	230505,8	1352,86	0,153	0,085192038	Vérifiée

8.8. Vérification au renversement

Stabilité au renversement Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

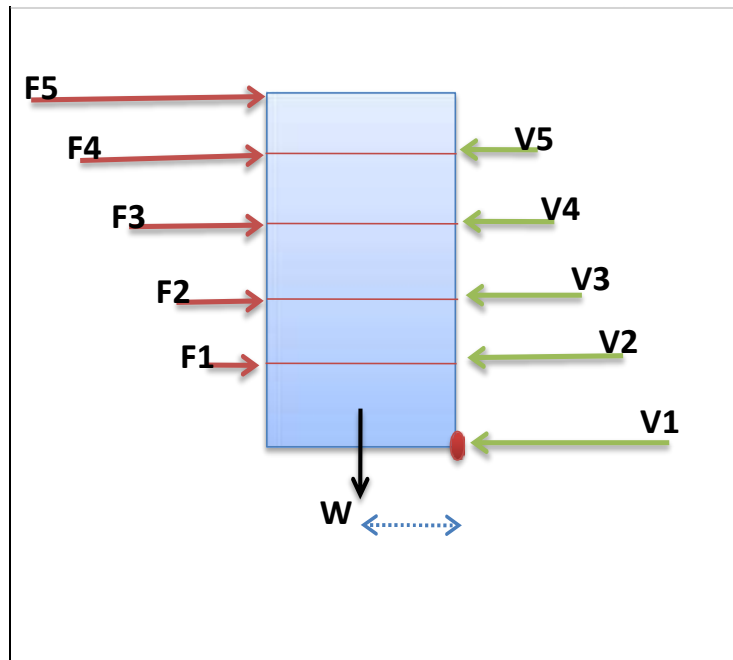


Figure 30. Schéma représente l'effet du renversement

Tableau 30 vérification au renversement au sens x-x

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	1290,84	3,06	17756,79	10,05	112,455	178455,740
1	1254,09	6,12			545,537	
2	1164,95	9,18			1064,33	
3	1094,01	12,24			1642,85	
4	914,79	15,3			2416,18	
5	756,87	18,36			3428	
6	570,16	21,42			5312,8	
7	322,13	24,48			7885,74	
				SOMME	22408	OK

Tableau 31 vérification au renversement au sens y-y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	1352,86	3,06	17756,79	4,74	107,559	84167,185
1	1317,71	6,12			541,742	
2	1229,19	9,18			1098,11	
3	1109,57	12,24			1743,47	
4	967,13	15,3			2587,69	
5	798	18,36			3696,42	
6	596,67	21,42			5698,36	
7	330,64	24,48			8094,07	
				SOMME	23567	OK

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

8.9 Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "voiles porteurs" avec $R = 4,5$, donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale et dont les résultats du Tableau 32 le confirme.

Tableau 32. Taux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	F _Z sur les poteaux [kN]	F _Z sur les voiles [kN]	F _Z totale [kN]	% Repris par les voiles
7	1426,94	571,96	1998,90	28,61
6	2862,58	1523,93	4386,51	34,74
5	4329,45	2451,64	6781,09	36,15
4	6059,98	3142,73	9202,71	34,15
3	7630,08	4011,12	11641,20	34,45
2	9281,02	4798,67	14079,69	34,06
1	11334,53	5214,84	16549,37	31,51
RDC	13009,35	6151,06	19160,41	32,10

CHAPITRE V
ETUDES DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

1. Introduction

La structure constitue un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles solidement liés entre eux, capables de supporter l'ensemble des forces verticales et horizontales afin de les transférer vers la fondation, qui à son tour les transmet au sol. Pour le ferrailage de ces éléments, le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professional 2025) a été utilisé, permettant de déterminer les efforts internes dans chaque section des éléments de la structure selon les différentes combinaisons de calcul. Le calcul des sections sera réalisé conformément aux règles de calcul du béton armé BAEL 91 et du RPA 2024.

2. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux dont la fonction est de transférer les charges provenant des dalles vers les poteaux et les voiles. Leur calcul sera réalisé en flexion simple, en se conformant aux prescriptions des normes BAEL 91 et RPA 2024 pour assurer leur vérification.

2.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal d'acier longitudinal sur la largeur totale de la poutre doit être au moins de 0,5 % de la section.
- Le pourcentage maximal est de 4 % en zone courante et peut atteindre 6 % dans les zones de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est fixée à 60 fois le diamètre des barres (60ϕ) en zone V.
- Les cadres de nœuds, utilisés comme armatures transversales des poteaux, sont formés par deux étriers en U superposés, créant une forme carrée ou rectangulaire.
- Armatures transversales
- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit : Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

2.2 Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

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

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

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

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

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2025 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 33 ci-dessous.

Tableau 33. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m)	Poutres Secondaires (kN.m)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_t	59,56	36,93
	Moment en appui M_a	-70,04	-73,58
	Effort Tranchant T_u	83,83	83,39
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_t	43,53	26,77
	Moment en appui M_a	-51,23	-53,42
	Effort Tranchant T_s	61,17	60,60
A.C.C : G + Q $\pm$ E 0.8 G $\pm$ E	Moment en travée M_t	136,01	73,53
	Moment en appui M_a	-195,86	-112,28
	Effort Tranchant T_a	146,51	85,17

Le Tableau 34 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans les Figures 31 et 32.

Tableau 34. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale	8,29	10,65	1,46	6,75	3HA16+2HA12	3HA16+3HA14
Poutre Secondaire	6,88	8,01	1,14	5,25	3HA14+2HA12	3HA14+3HA12

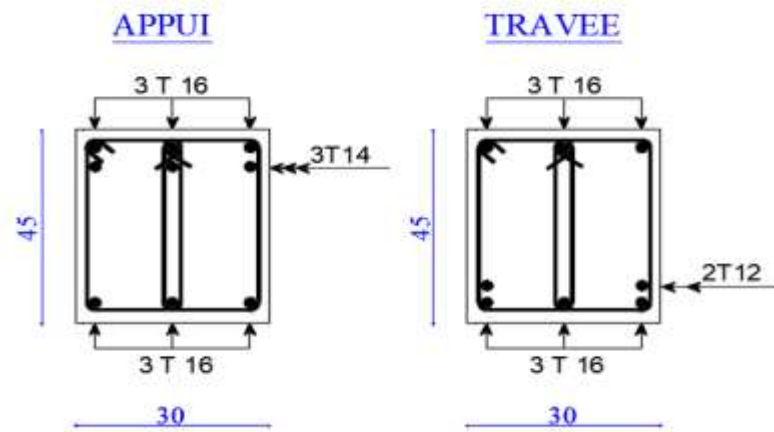


Figure 31. Croquis de ferrailage de la poutre principale

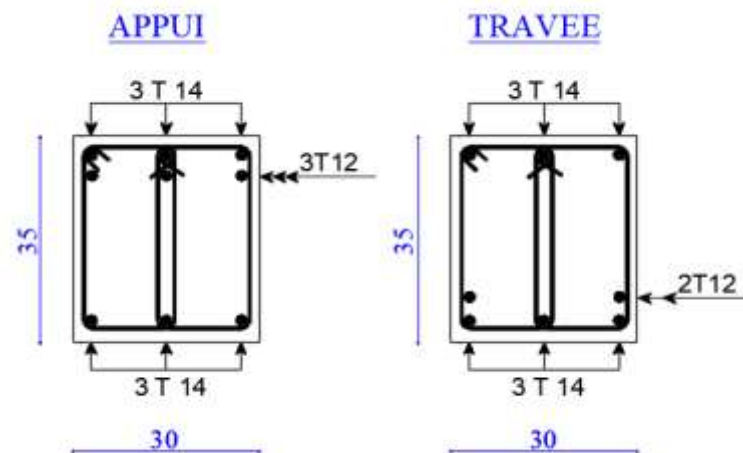


Figure 32. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 59,56 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59560}{14,16 \times 30 \times 40,5^2} = 0,085 < \mu_l = 0.392$$

→ pas besoin d'armatures comprimées

$$\alpha = 0.111; \beta = 0.955 \text{ et } A_s = \frac{59560}{434,78 \times 0,955 \times 40,5} = 3,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min BAEI} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2 \quad A_{\min RPA} = 0.5\%bh = 6,75 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_s = 256,4 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul doit se faire en ELS

$$M_{\text{ser}} = 43,53 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_{ab} = 0,527 ; \text{Axe neutre } \bar{Y}_1 = 0,2479 \text{ m} ; \text{Bras de levier } \bar{Z}_1 = 0,387 \text{ m}$$

$$\text{Moment limite de service } \bar{M}_1: \bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = 0,216$$

$$\mu = 0.0051; Y = 36.1986; Z = 0.41696$$

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées maintenant

$$\sigma_s = 198,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Section adoptée : } A_s = \max (6.18 \text{ cm}^2; 8,1 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2; 6,75 \text{ cm}^2) = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3HA16+3HA14 \text{ avec } A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \min \right) = \min (1,28 ; 3; 1.4) = 1,28 \text{ cm}$$

On choisit HA8.

La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone V)

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 60 = 72 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$$

L'espace des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } s_t = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) = 11.25 \text{ cm. On choisit } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante } S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm On choisit } S_t = 20 \text{ cm}$$

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" ainsi qu'à un moment de flexion dans deux directions, longitudinalement et transversalement (M_y et M_z). Ainsi, les poteaux subissent une flexion composée déviée. Le calcul de la section d'acier prend en compte les trois cas de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal avec le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant.

3.1 Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1,00% (zone V).

Ferraillage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 14 mm.

la longueur minimale des recouvrements est 60 % (zone V).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone V.

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

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

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_c : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$ (zone V)

Dans la zone courante : $t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)$ (zone V)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les valeur limites précédentes Si : $3 < \lambda_g < 5$:

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

3.2 Ferrailage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q \text{ Combinaisons}$$

accidentelles selon le RPA 2024 :

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

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

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \text{ et } E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2025 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 35 cidessous.

Tableau 35. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations en kN
40 x 40 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1555,29 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = -2,91 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = -13,50 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -27,45 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 21,57 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 1198,33 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -26,78 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = -5,65 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 1342,62 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1331,55 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = -2,11 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = -9,78 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -19,85 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 15,71 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 872,12 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -19,42 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = -4,09 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 976,98 \text{ kN}$
	ACC+	$N_{x \max} = 1261,53 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 6,92 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 124,97 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 86,61 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 7,50 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 952,88 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 124,97 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 6,92 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 1261,53 \text{ kN}$

35 x 35 cm ²	ACC-	$N_{x \max} = 155.80 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -6.92 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -125.94 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -85.89 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -0.94 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 643.58 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -125.94 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -6.86 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 155.80 \text{ kN}$
	ELU	$N_{x \max} = 1137.72 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -5.56 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -21.54 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -30.56 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 20.92 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 645.80 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -28.91 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 8.13 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 751.54 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 828.03 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -4.03 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -15.62 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -22.11 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 15.22 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 470.05 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -20.97 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 5.89 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 547.33 \text{ kN}$
30 x 30 cm ²	ACC+	$N_{x \max} = 891.28 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 7.24 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 112.84 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 84.88 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 1.65 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 700.92 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 112.84 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 7.24 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 891.28 \text{ kN}$
	ACC-	$N_{x \max} = 122.37 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -7.72 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -116.45 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -85.88 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -1.91 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 290.09 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -116.45 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -6.53 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 122.37 \text{ kN}$
	ELU	$N_{x \max} = 565.29 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -7.02 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -19.54 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -29.07 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -16.46 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 68.00 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -25.07 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -19.33 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 92.23 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 411.95 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -5.09 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -14.18 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -21.15 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -12.08 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 49.96 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -18.20 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -14.11 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 67.60 \text{ kN}$
	ACC+	$N_{x \max} = 391.65 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 12.90 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 65.44 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 59.65 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 7.85 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 357.29 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 65.44 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 12.90 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 391.65 \text{ kN}$
	ACC-	$N_{x \max} = 31.49 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -4.97 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -36.82 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -60.87 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -7.67 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 49.22 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -68.19 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -13.46 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 31.95 \text{ kN}$

Le ferrailage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 33 et le Tableau 36 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans la Figure 34.

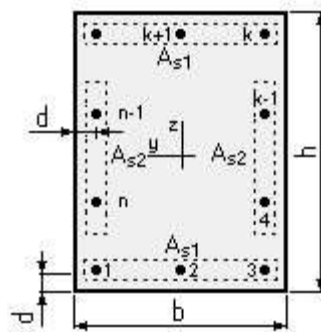


Figure 33. Section de ferrailage du poteau

Tableau 36. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Dimensions des Poteaux (cm ²)	A calculée (cm ²)		Amin (BAEL) (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix
	As1	As2			
40 x 40	1,4	4,4	1,7	16	8HA16+4HA14
35 x 35	1,8	5,1	1,33	12,25	8HA14+4HA12
30 x 30	3	1,9	1	9	12HA12

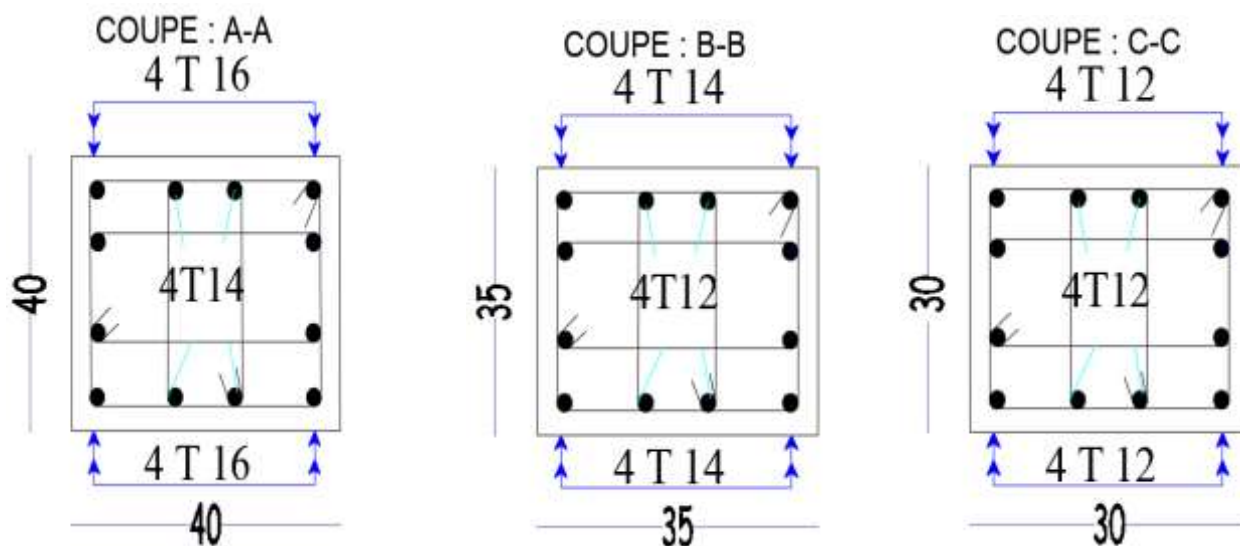


Figure 34. Croquis du ferrailage des poteau

3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions $40 \times 40 \text{ cm}^2$ du RDC (Figure 35), ayant les caractéristiques suivantes : $S = 40 \times 40$; $C = C' = 5 \text{ cm}$; Acier Fe E500; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$.

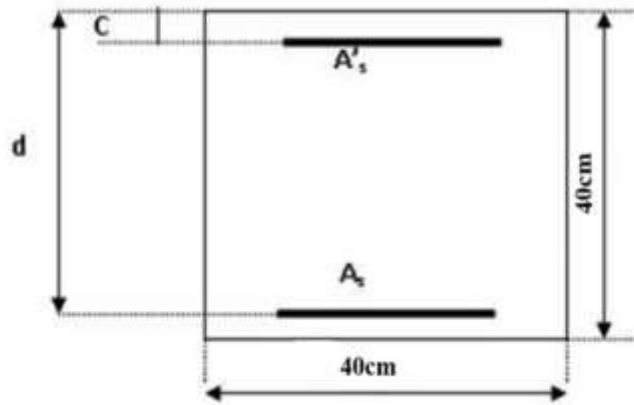


Figure 35. Coupe du poteau $40 \times 40 \text{ cm}^2$

$N_{max} = 1555.29 \text{ KN}$; $M_y \text{ corr} = 27.45 \text{ kN.m}$

Position du point application de l'effort normal N est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27,45 \times 100}{1555,29} = 1,76 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{40}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 276 = 193,2 \text{ cm}$$

$\frac{L_f}{h} = \frac{193,2}{40} = 4,84 \text{ cm} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15$; Le calcul de la section se fera en flexion composée par la majoration des sollicitations comme suit:

$$N' = N$$

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

Calcul de l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité du 1er ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \phi] ; \phi = 2$$

$$\alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right] = 10 \left[1 - \frac{1555,29}{1,5 \cdot 1331,55} \right] = 2,21$$

$$e_2 = \frac{3 \times 189,7^2}{10^4 \times 40} \times [2 + \alpha \times 2] = 1,7$$

Efforts majorés:

$$N' = 1555.29$$

$$M' = 1555.29 \times (1,76 + 2 + 1,7) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 84,91 \text{ KN.m}$$

$$N' = 1555,29 \text{ KN.m}$$

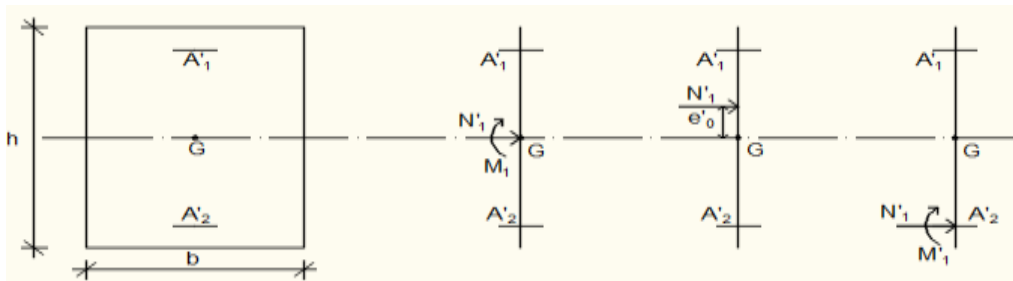
Position du point d'application de l'effort N':

$$e'_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{84,91 \times 100}{1555,29} = 5,45 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$



Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2}\right) = 84,91 + 1555,29(0,36 - 0,20) = 333,75 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) \times 14,2 \times 40 \times 40 = 232,65 \text{ KN.m}$$

$$N' (d - c_1) - M'_1 = 1555,29 \left(0,36 - \frac{0,040}{2}\right) - 333,75 = 149,04 \text{ KN.m}$$

$232,65 \text{ KN.m} > 149,04 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{333,75 \times 10^3}{40 \times 14,2 \times 36^2} = 0,453 > 0,392$$

Donc ; les armatures de compression sont nécessaires

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,45}) = 0,854$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 1 - 0.4 \times 0.419 = 0,658$$

Calcul du moment réduit limite

$$M'_r = \mu l \times b \times \sigma_b \times d^2 = 0,392 \times 40 \times 14,2 \cdot 36^2 = 288,562 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résiduel ΔM

$$\Delta M' = M'_1 - M'_r = 333,75 - 288,56 = 45,19 \text{ KN.m}$$

$$0,4M'_1 = 0,4 \cdot 333,75 = 133,5 \text{ kN. m}$$

$$\Delta M' = 45,19 \text{ kN. m} < 0,4M'_1 = 133,5 \text{ kN. m} \quad \text{OK}$$

$$1000\epsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739 ; \alpha_L = \frac{3,5}{3,5+1,739} = 0,668 ; \beta_L = 1 - 0,4\alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_r}{\sigma_s \times \beta_L \times d} = \frac{288562}{500 \times 0,733 \times 36} = 21,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \times (d - \delta'd)} = \frac{45190}{500 \times (36 - 0,111)} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ et } A_1 = A_{11} + A_{12} = 24,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{En flexion composée } A' = 0 \text{ et } A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 18,75 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle (SA) : N = 155.80 kN et M = 6,92 kN. m

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6,92 \times 100}{155,80} = 4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} - \delta'd = 15 \text{ cm}$$

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{N_a}{100 \cdot \sigma_{10} \times (d - c_1)} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1$$

$$A_1 = 9,73 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2 = 6,62 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal (BAEL)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 40 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2,51; 1,40) = 2,51 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 9,71 \text{ cm}^2; 1,40)$$

$$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 6,62 \text{ cm}^2; 1,40)$$

$$A_{\text{sup}} = 9,73 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{inf}} = 6,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferrailage

$$6 \text{ HA } 16 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 12,06 \text{ cm}^2$$

4. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Le rôle des voiles est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions et un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

4.1 Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 36 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

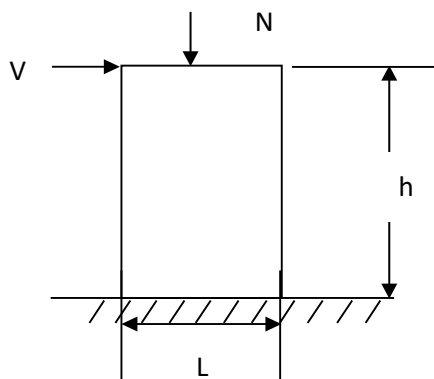


Figure 36. Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (epingles) perpendiculaires aux parement du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont

disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 2024.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{max} et minimales σ_{min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnal 2025. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

4.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right)$$

$$\text{Et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$

4.3 Exigences de ductilité pour la zone critique :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\left(V = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}}\right)$$

Ou:

Nd: désigne l'effort normal de compression de calcul s'exercent sur une section de béton ;

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c j}$: est la résistance caractéristique du béton à j jours $V = 0.31 < 0.4 \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures verticales

Les armatures d'âme doivent comporter deux treillis de barres identiques en termes d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Le diamètre de ces armatures ne doit pas être inférieur à 8 mm

ni dépasser un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement entre les armatures doit être au maximum de 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, selon la valeur la plus petite. Les barres verticales situées au dernier niveau doivent être pourvues de crochets en haut, alors que les autres barres sont reliées uniquement par recouvrement, sans crochets.

Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2024, Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 2024, L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

(7.32) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones V

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right) \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4V_{calcul}$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$).

4.4 Ferrailage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA 2024 sont citées ci-dessous.

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELA : } G + Q \pm E$$

ELS : G + Q

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2025 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 2 types (Figure 37) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 37.

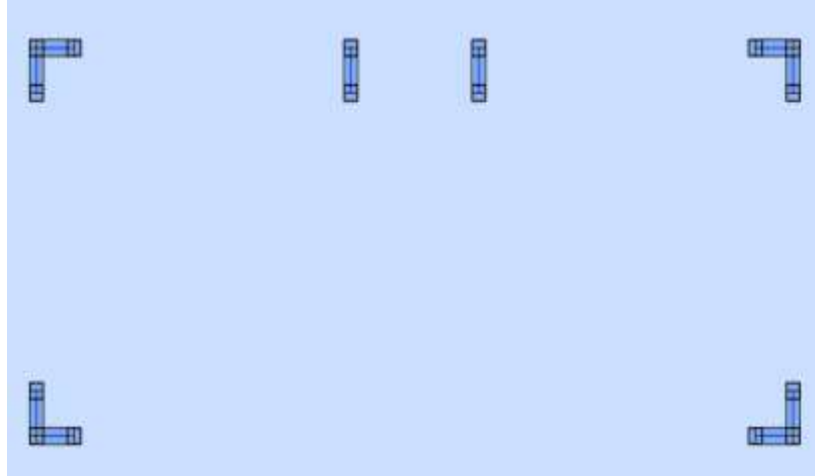
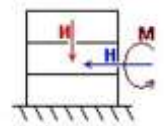


Figure 37. Typologie des voiles étudiés

Nous allons procéder au ferrailage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2025. Le calcul se fait en flexion composé par cartographie on tire la section de ferrailage du sens X et sens Y

Tableau 37. Effort de réduction agissants sur les voiles

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	608,01	-8,93	0,86
2	G+Q+VX	ACC	-752,66	-289,18	103,96
3	G+Q-VX	ACC	-571,36	-105,45	45,67
4	G+Q+VY	ACC	-328,42	-279,53	94,87
5	G+Q-VY	ACC	842,76	-73,26	15,37
6	0.8G+VX	ACC	1179,45	267,96	-92,89
7	0.8G-VX	ACC	8,27	61,7	-13,38
8	0.8G+VY	ACC	1603,69	277,62	-101,98
9	0.8G-VY	ACC	1422,39	93,88	-43,69



Voile (0.3 ;1) basse :

$$L_c = \max(0,15 \times 1); (1,5 \times 0,3)$$

$$L_{c \max} = 0,45 = 45\text{cm}$$

$$L_t = 0,72$$

$$V=103,96 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1.4V_{calcul} = 1.4 \times 103,96 \rightarrow \bar{V} = 145,544 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right) = 1.1 \left(\frac{145,544}{500} \right) \rightarrow A_{vj} = 3,20$$

$$A_s = 17,89 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{\min rpa} &= 0,5 \times L_c \times e_{p \text{ voile}} \\ &= 0,5 \times 0,45 \times 0,30 \end{aligned}$$

$$A_{\min rpa} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Tableau 38. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale

Type de voile	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	12 HA 14 (18,47cm ²)	15	15

Calcul les armatures transversales

$$St \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; \frac{f_{c28}}{f_e}\right)$$

$$St \leq \min\left(\frac{30}{3}; 12,5 \text{ cm}; \frac{25}{500}\right)$$

$$St \leq 8,4 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,09 \cdot St \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$At \geq 0,09 \times 8,4 \times 300 \times \frac{25}{500}$$

$$At \geq 11,34 \text{ cm}^2$$

$$At \geq 0,03 \cdot St \cdot b_0 \cdot \left(\frac{L_t}{L_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$At \geq 0,03 \times 8,4 \times 300 \times \left(\frac{0,72}{0,45} - 1 \right) \cdot \frac{25}{500}$$

$$At \geq 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage horizontal du L'âme

$$\frac{A_H}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

$\bar{V}$: L'effort tranchant de calcul $\bar{V} = 1.4 * Vu$

z : distance entre les centre de gravités des armatures des extrémités confinées

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \times f_e}$$

$$A_H \geq \frac{145,544 \cdot 10^3 \times 15}{55 \times 500}$$

$$A_H \geq 0,79 \text{ cm}^2$$

Choix : HA10 ; ep=15cm

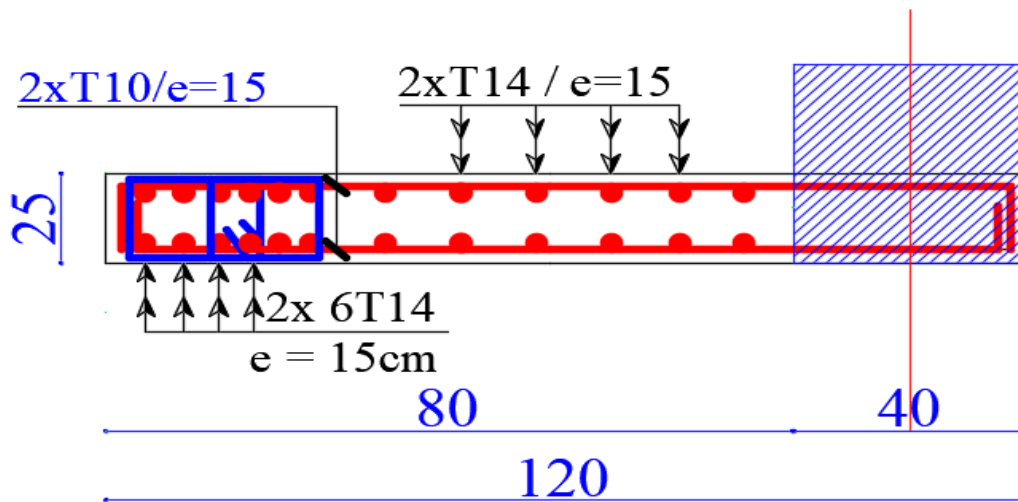


Figure 38-Croquis du ferrailage des voiles

CHAPITRE VI
EUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

1.Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage en contact direct avec le sol, qui transmettent les charges de la superstructure. Elles sont donc essentielles, car leur bonne conception et exécution assurent la stabilité de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (comme les semelles posées sur le sol ou un radier général), soit via d'autres éléments (comme les semelles sur pieux). Le rapport de sol du projet indique que la contrainte admissible du sol est de 3 bars.

2.Choix du type de fondation

Le système de fondation comprend un radier-dalle, modélisé sous forme de « coque » à l'aide de la méthode des éléments finis dans le logiciel Robot Structural Analysis.

Le radier est considéré comme une dalle pleine inversée, soutenue par un sol élastique. La prise en compte du sol se fait par l'introduction du module de réaction verticale $K_Z = 20 \text{ Kg/cm}^3$, conformément aux données du rapport géotechnique.

Les combinaisons d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E1 \\ G + \psi Q \pm 1.42 \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E1 = \pm E_x \pm E_y \end{cases}$$

3. Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.

Données relatives aux matériaux ;

chargement Données du béton

$f_{c28} \rightarrow 25 \text{ MPa}$

$f_e \rightarrow 500 \text{ MPa}$

Densité du béton $\rightarrow 25 \text{ kN/m}^3$

Coefficient de raideur du sol

$$K_Z = \frac{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}{S}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: la contrainte admissible sur le sol $l = 3 \text{ bars}$.

S : Tassement admissible (en à prendre $1.5 \text{ cm} = 0.015 \text{ m}$)

$$K_Z = \frac{300}{0.015} = 20000 \text{ kN/m}^3$$

3.1 Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec:

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux

$L = 5.10 \text{ m}$. $L = 5.10 \text{ m} \Rightarrow 63.75 \text{ cm} \leq h \leq 102 \text{ cm}$ (On prend $h = 90 \text{ cm}$)

On prendre $h = 90 \text{ cm} = 9 \text{ m}$

La longueur de radier :

$$L_{\text{rad}} = L + (2 \times D)$$

$L_{\text{sous-sol}}$: la longueur totale d'étage sous-sol = 26.70m

D : le débord $D \geq \max(\frac{h}{2}; 50\text{cm})$, $D \geq \max(\frac{90}{2}; 50\text{cm})$, $D \geq \max(45\text{cm}; 50\text{cm})$

$D = 50\text{cm}$, on a adopté **$D = 50\text{cm}$**

$$L_{\text{rad}} = 2010 + (2 \times 50) = 2110\text{cm} = 21,10\text{m}$$

La largeur de radier :

$$B_{\text{rad}} = B_{\text{sous-sol}} + (2 \times D)$$

$B_{\text{sous-sol}}$: la largeur totale d'étage sous-sol = 16.30m

$D = 80\text{cm}$

$$B_{\text{rad}} = 860 + (2 \times 50) = 960\text{cm}$$

$B_{\text{rad}} = 9.60\text{m}$

La surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = L_{\text{rad}} \times B_{\text{rad}} = 21.10 \times 9.60 = \mathbf{202.56\text{m}^2}$$

3.2 Condition de rigidité

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; $K_z = 20000\text{kN/m}^3$

E : Module d'Young du béton, $E = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt{25}$; $E = 10818,8\text{MPa}$

I : Moment d'inertie du radier, $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.9^3}{12} = 0,060\text{m}^4$

b : largeur du panneau le plus sollicité ; $b = 5.1\text{m}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} = L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times (10818,86 \times 10^3) \times 0,060}{20000 \times 5,1}}$$

$L_e = 2,24\text{m}$

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$L = 5,1\text{m}$; $L_e = 5,30\text{m}$

$5,1 \leq 5,30 \rightarrow$ Condition verifiee

3.3 Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge (en a sélectionner le voile par exemple (1,00x0,25) et résultat, avancé, résultat réduit pour les panneaux, en trouve les résultat de nos voile en noire , en a choix la valeur plus grand (NRx))

a ; b : dimensions du voile

h: hauteur de la dalle du radier

Tableau 39. impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier (L'ELU)

Voile du centre (1,00m x 0,25m)	
P_U	100,62 t
a	1.00 m
b	0,25 m
h	0,9 m
U_c	6,1 m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	411 t
Vérification: $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

Tableau 40. impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier (L'ELS)

Voile du centre (1,00m x 0,25m)	
P_U	74,38 t
a	1.00 m
b	0,25 m
h	0,9 m
U_c	6,1 m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	411 t
Vérification: $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

3.4 Condition de résistance au cisaillement

Justification des armatures d'effort tranchant : L'absence d'armature d'effort tranchant est admise si l'une des deux conditions suivantes est vérifiée :

L'élément concerné est réalisé complètement en béton, à stupidement d'atteindre une épaisseur supérieure à celle envisageable pour un bétonnage discontinu.

La contrainte tangente u définie en A .5.1.1 est au plus égale à $0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Vérification à l'ELU :

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.16$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d}$$

v_u : Effort tranchant maximal = **1070.94KN/m** (on a sélectionné notre radier, catégorie des panneaux, on prendre effort tranchant en xx et discrétion, et choix la valeur plus grande en extrémité dans le radier)

b_0 : largeur de la section = 1.1m

d : Hauteur utile = $0.9xh = 0.9 \times 0.9 = 0.81\text{m}$

h = épaisseur du radier

$$v_u = 1070.94 \times 1.1 = 1178.031\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{1178.03}{1.1 \times 0.81} \rightarrow \tau_U = 1.32\text{MPa}$$

Donc : $1.32 < 1.4 \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

$$\gamma_b = 1.2$$

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$0.07 \cdot \frac{25}{1.2} = 1.45$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_U = \frac{860.101}{1.1 \times 0.81} \rightarrow \tau_U = 0.96\text{MPa}$$

Donc : $0.96 < 1.45 \rightarrow$ Condition vérifiée

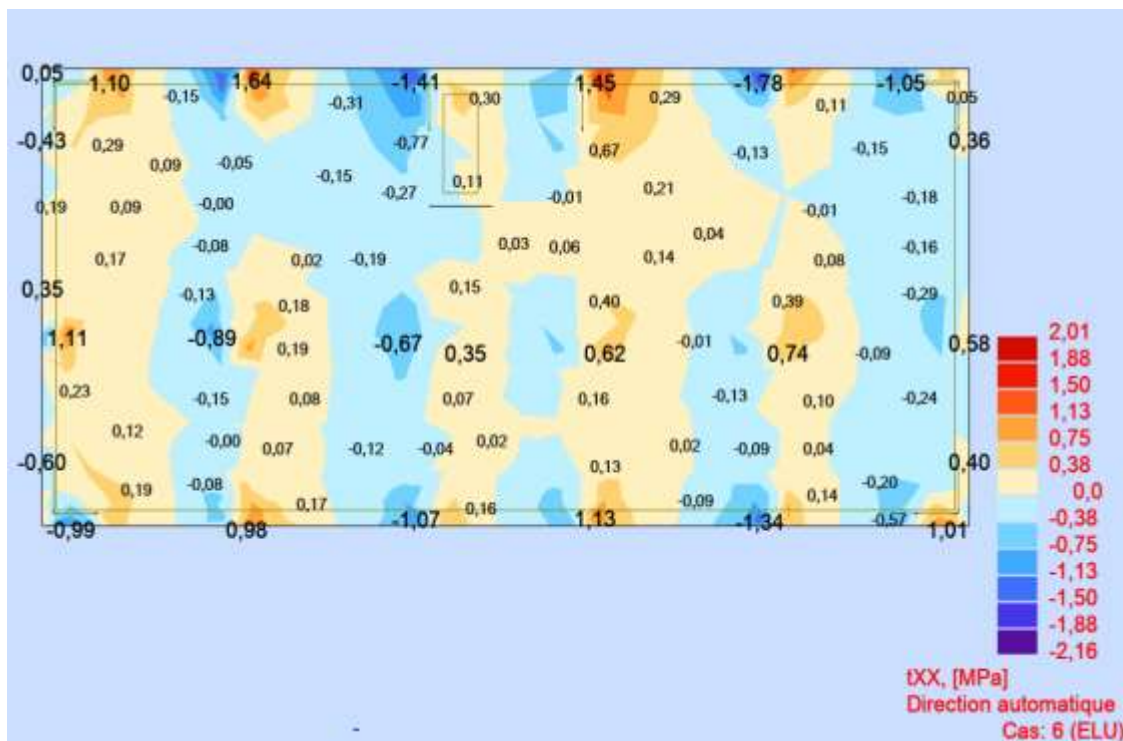


Figure 39. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELU)

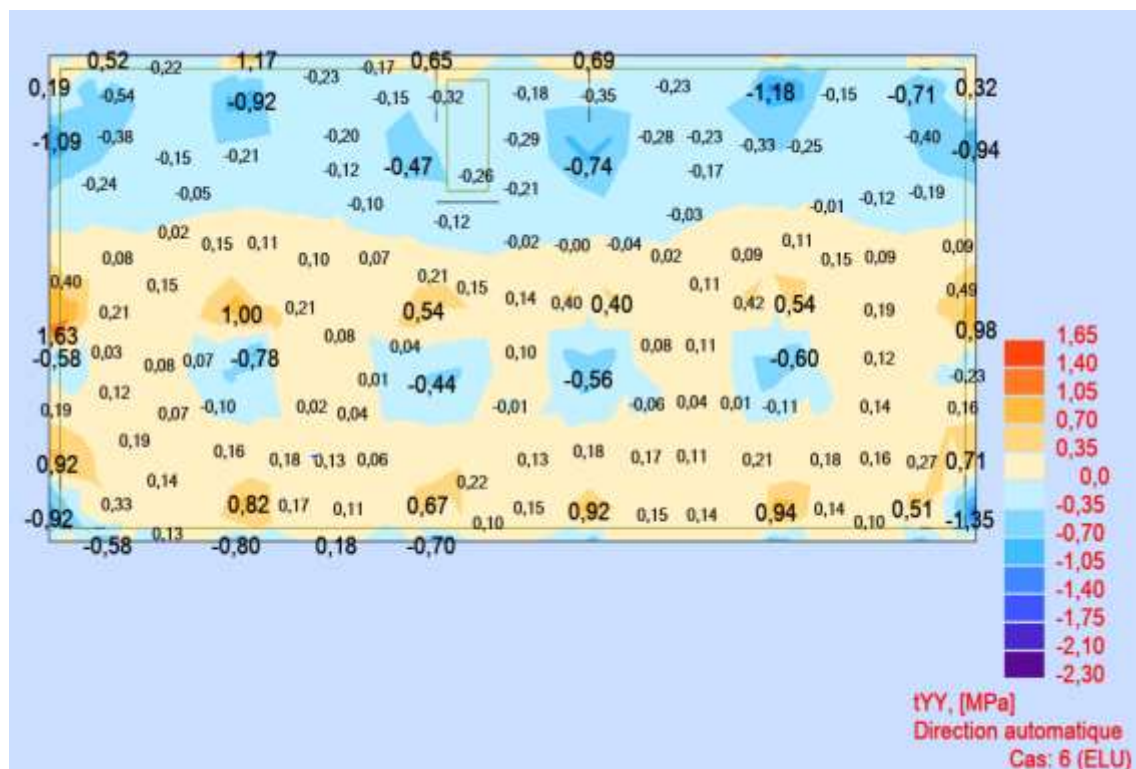


Figure 40. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELU)

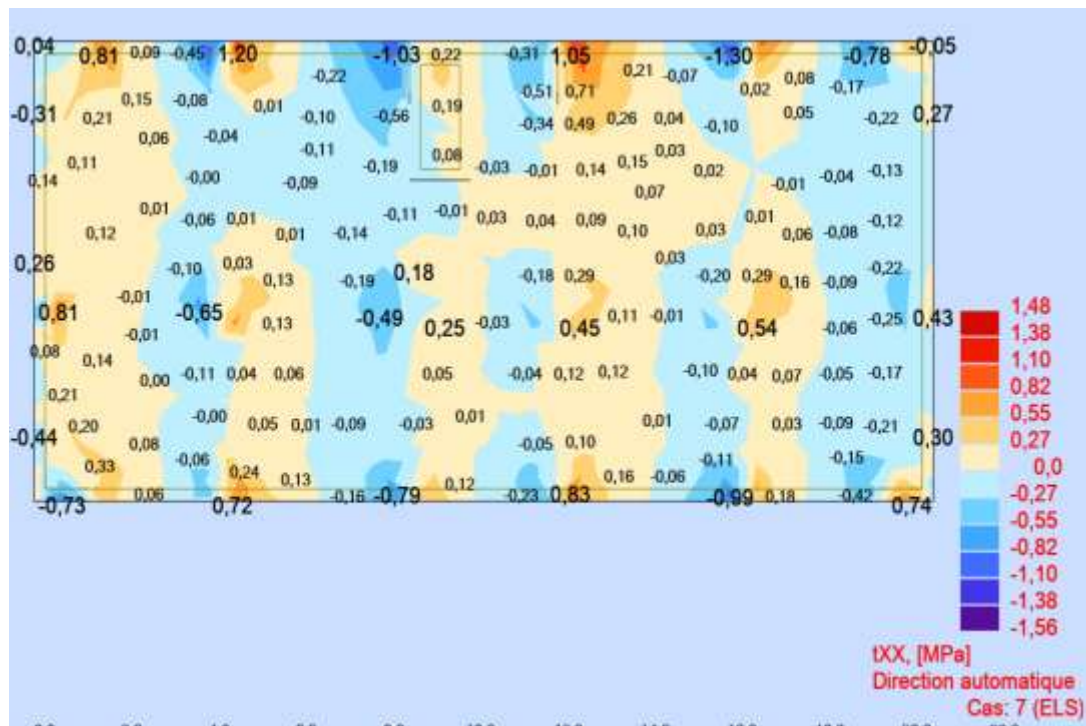


Figure 41. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELS)

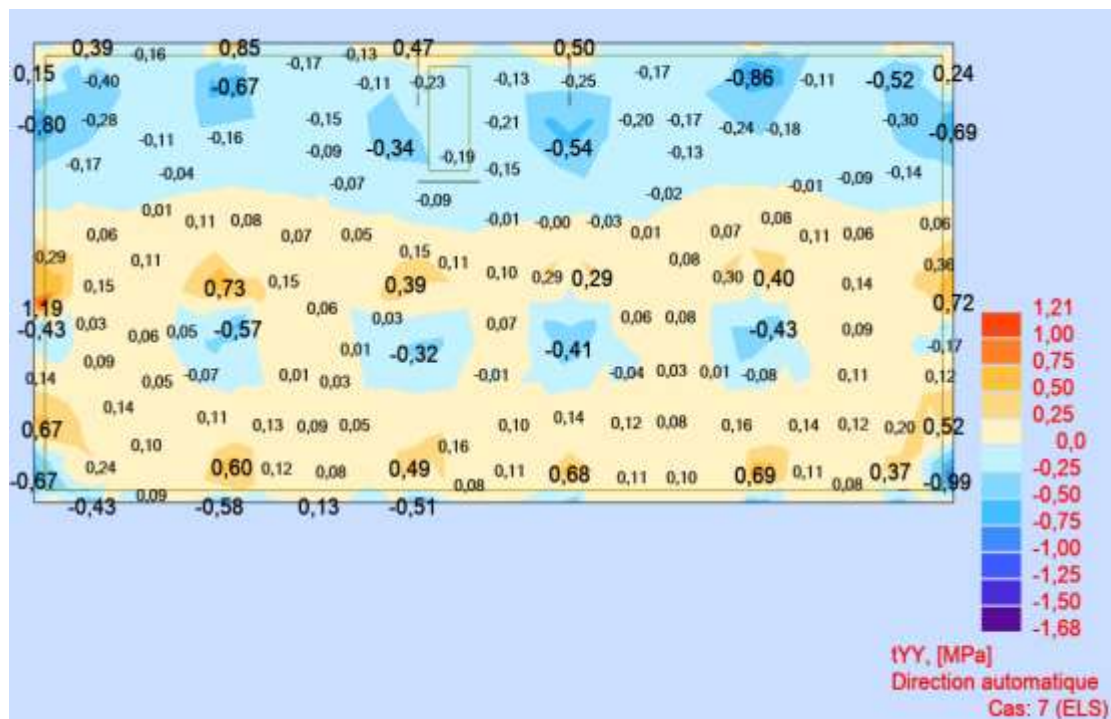
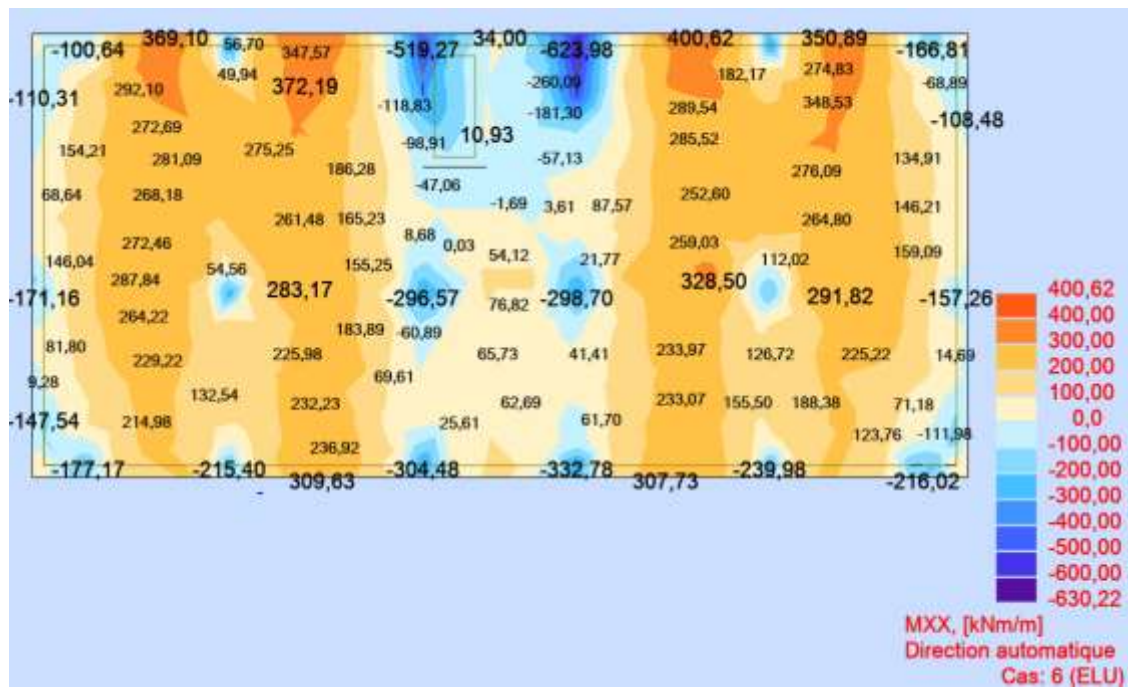
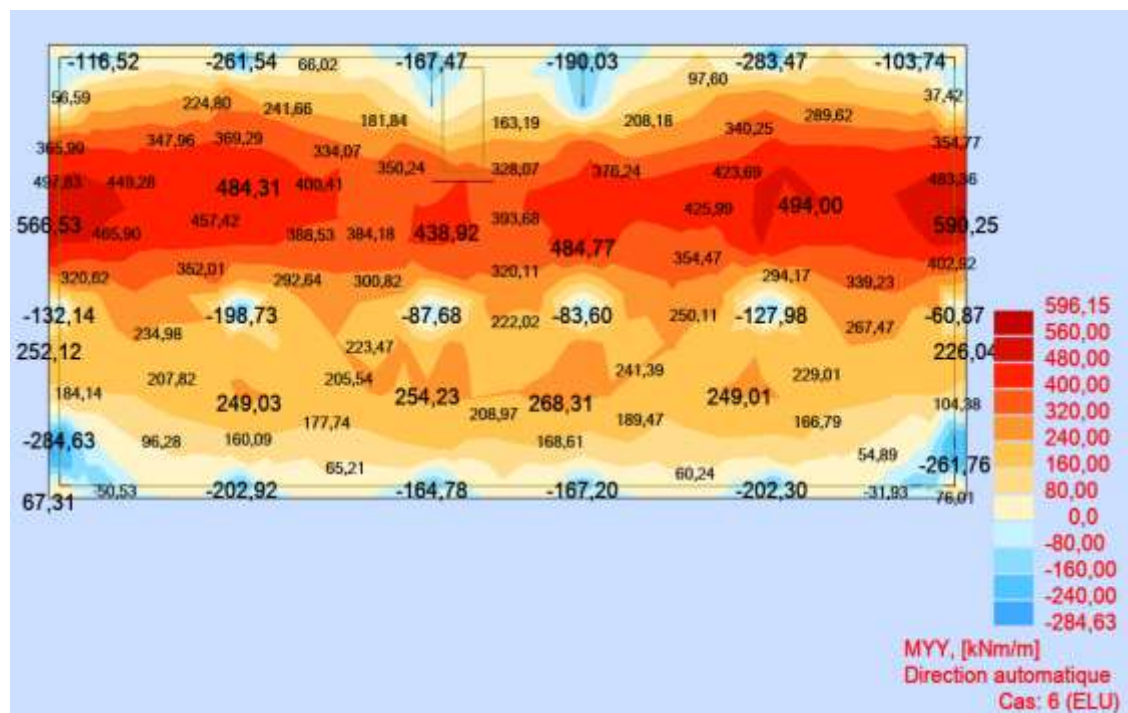
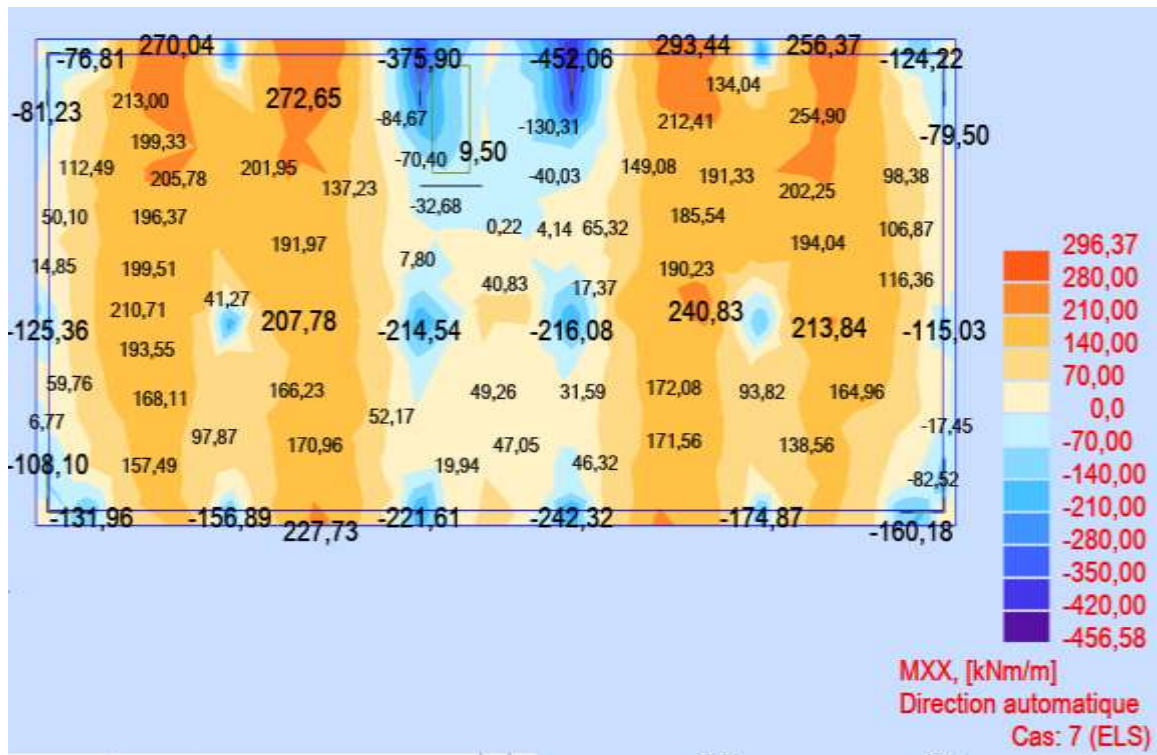
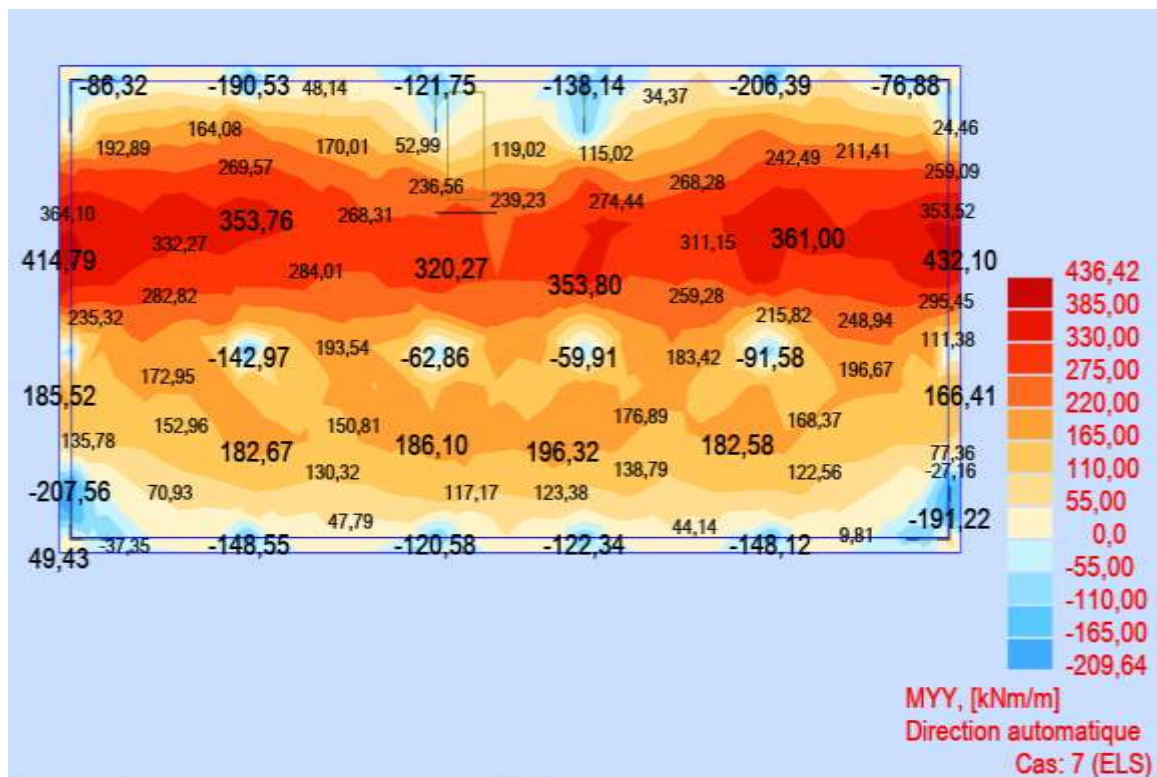
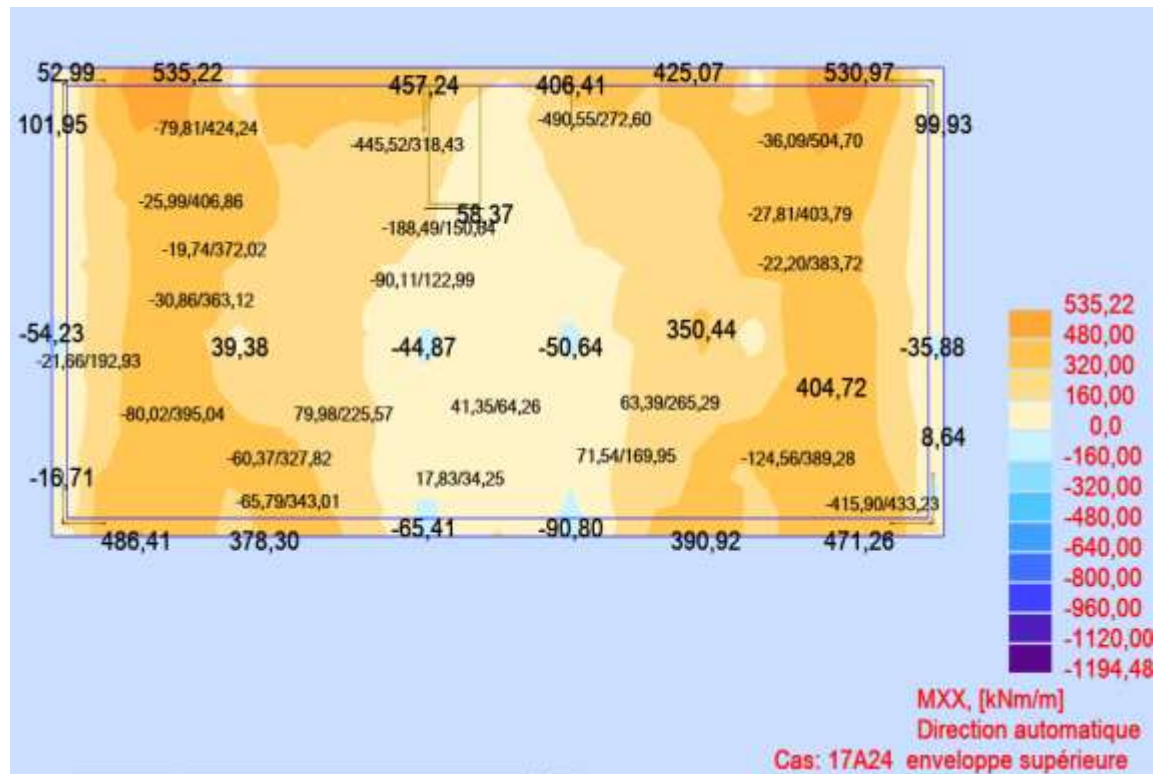
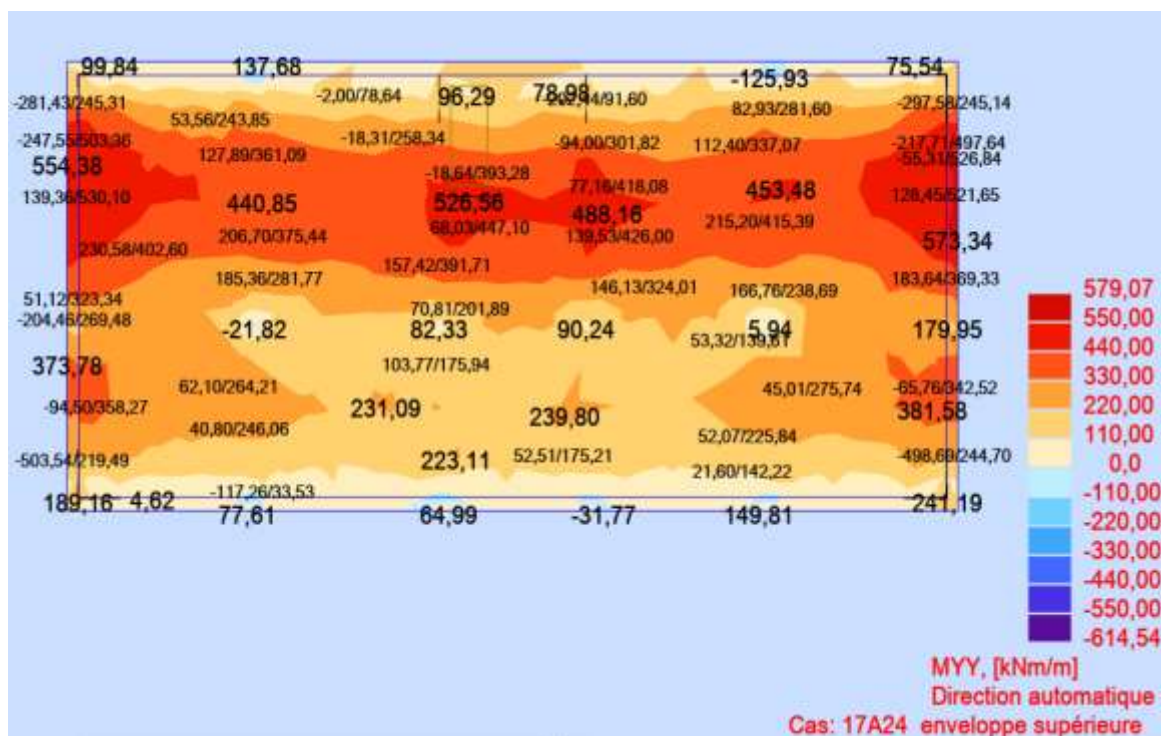


Figure 42. Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELS)

4. Cartographie et ferrailage du radier

Figure 43. Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{xx} Figure 44. Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{yy}

Figure 45. Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{xx} Figure 46. Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{yy}

Figure 47. Distributions des moments fléchissant à ACC M_{xx} Figure 48. Distributions des moments fléchissant à ACC M_{yy}

5. Les diagramme des contraintes

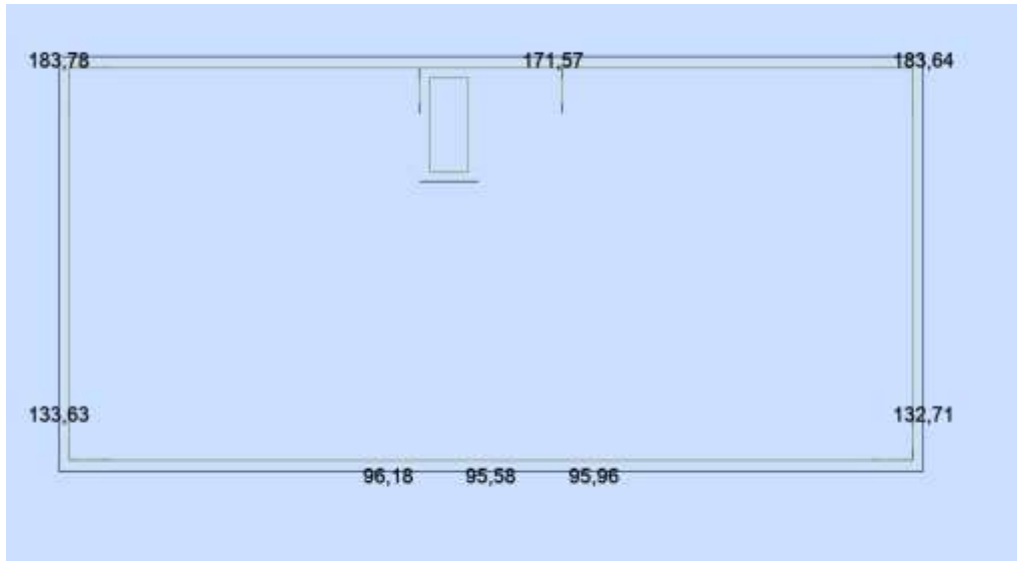


Figure 49-distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{\max} = 1,83 \text{ Bar}$$

$1,83\text{Bar} < 3,00\text{Bar} \Rightarrow$ Condition vérifiée

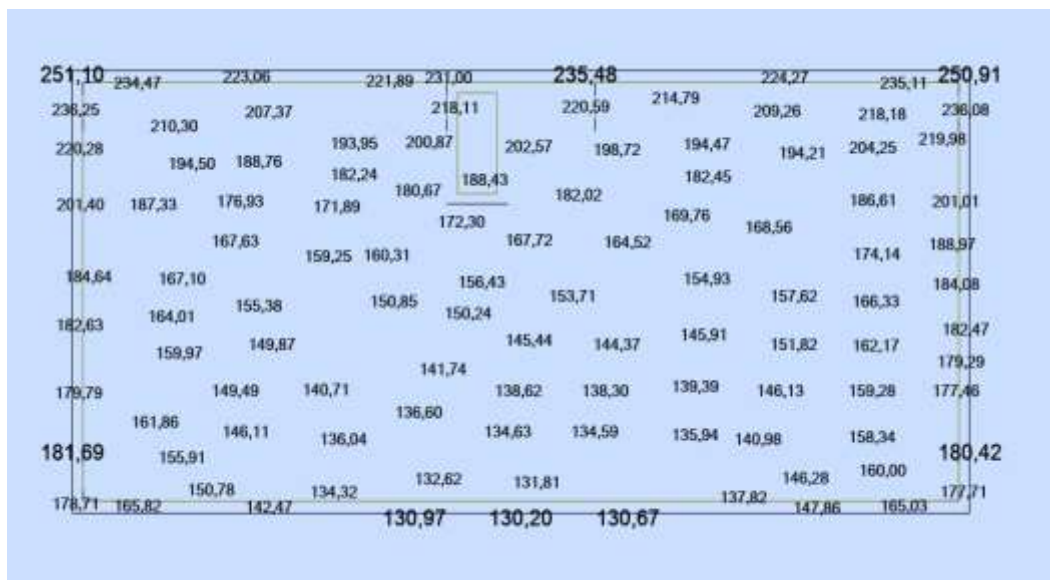


Figure 50-distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 2,51 \text{ Bar}$$

$2,51\text{Bar} \leq 3,00 \Rightarrow$ Condition vérifiée

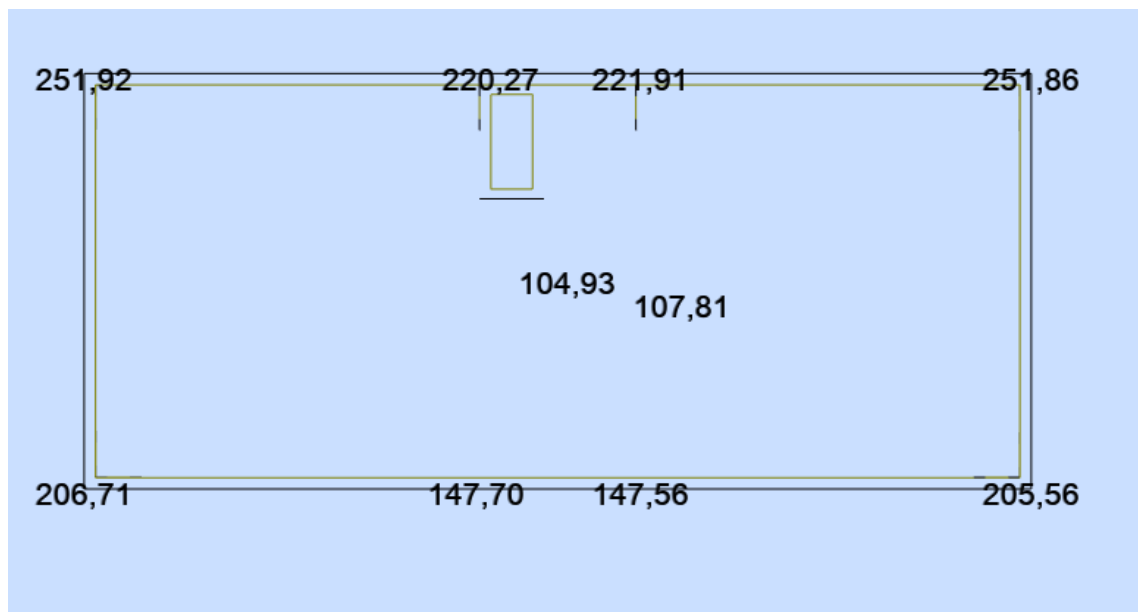


Figure 51-distribution des contraintes à l'ELA

$$\sigma_{\max} = 2,51 \text{ Bar}$$

$2,51\text{Bar} \leq 3,00 \Rightarrow$ Condition vérifiée

6.Ferraillage du radier

La modélisation de la fondation de cette structure a été réalisée avec Robot Structural Analysis 2025 (Figure 52)

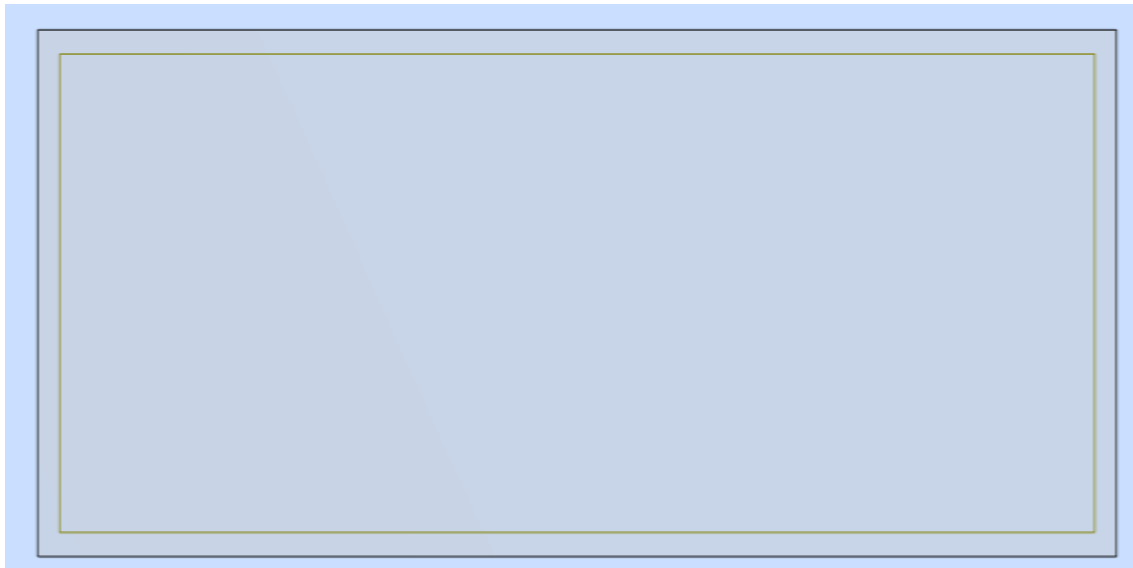
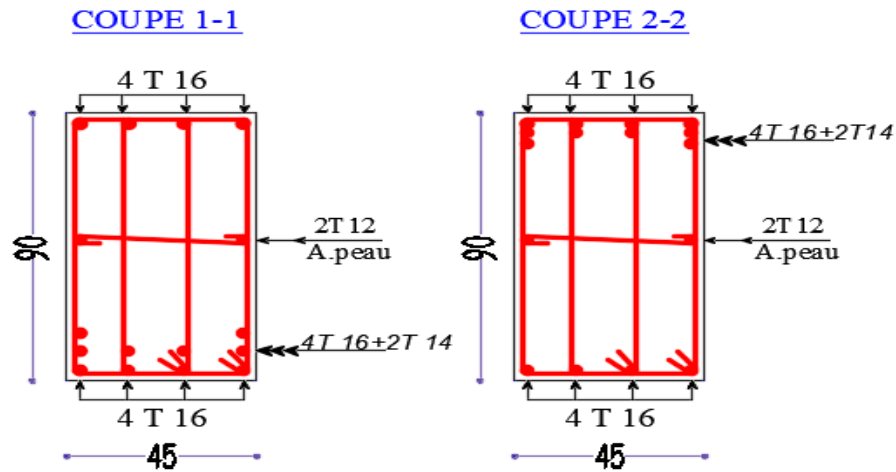
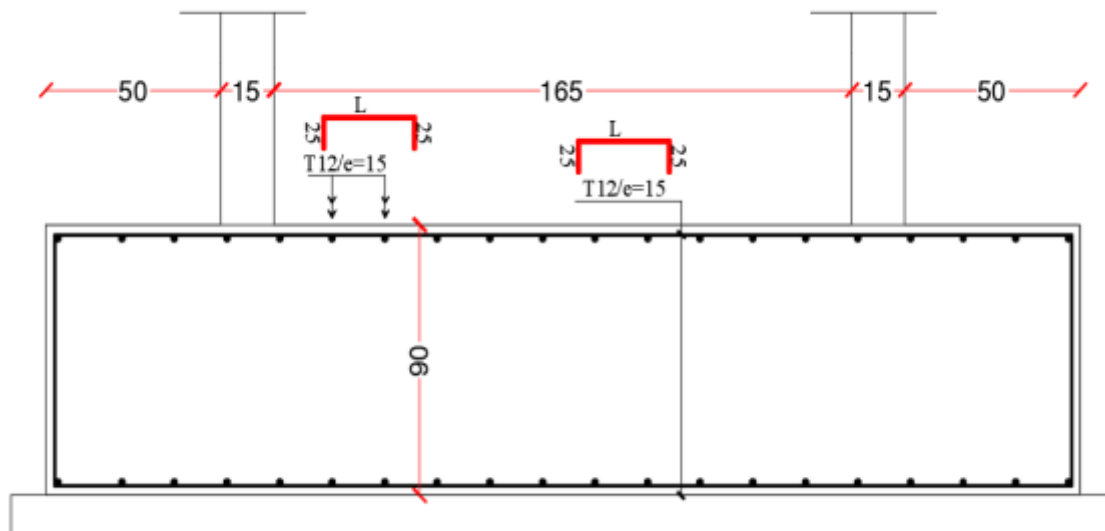


Figure 52. Vue en 3D de la fondation sous Robot Structural Analysis

Tableau 41. Tableau ferrailage du Radier

		A_{cal} [cm ² /ml]	A choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens Y-Y	Travée	19,16	8HA16+2HA14	10
	Appuis	19,16	8HA16+2HA14	10

**Figure 53. ferrailage coupe transversale****Figure 54. Ferrailage de la dalle du radier**



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a offert une compréhension approfondie des différentes phases de conception et de calcul des bâtiments, ainsi que des critères de sélection des éléments structuraux. L'utilisation de logiciels tels que Robot Structural Analysis, RDM6, SOCOTEC et Microsoft Office a permis de rendre l'analyse des structures à la fois rapide et précise. Cela a facilité la transition de l'étude traditionnelle fondée sur l'application manuelle des formules et calculs, enseignée tout au long de notre cursus, vers une modélisation automatisée et une analyse numérique des résultats.

Le sujet a été choisi principalement en raison des impacts potentiels importants des séismes sur les bâtiments, ainsi que de l'intérêt pour les structures fluides, peu exploitées en Algérie. En combinant ces deux aspects, nous avons pu définir les bases méthodologiques nécessaires pour atteindre les objectifs mentionnés dans l'introduction de ce mémoire. Celui-ci est organisé en plusieurs chapitres détaillant les objectifs que nous nous sommes fixés.

Le premier chapitre présente le bâtiment étudié, un immeuble résidentiel de type R+7 situé à Oran. Le deuxième chapitre traite du prédimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux, planchers, voiles, etc.) en conformité avec les normes et théories en vigueur. Le troisième chapitre est consacré à l'analyse des éléments non structuraux qui peuvent influencer la réponse sismique du bâtiment. Vu la sismicité importante de la région, le quatrième chapitre se concentre sur le calcul parasismique de la structure en utilisant la méthode spectrale modale, tout en respectant les prescriptions du règlement parasismique algérien (RPA 2024). Le cinquième chapitre aborde l'étude et le ferrailage des éléments structuraux, suivi d'une conclusion avec l'analyse de l'infrastructure du bâtiment.

Durant la réalisation de ce mémoire, certaines difficultés liées à la compréhension du RPA 2024 ont été rencontrées. Il paraît donc judicieux que les futurs projets de fin d'études soient élaborés en partenariat avec les acteurs du secteur socio-économique, comme les administrations, laboratoires spécialisés, bureaux d'études et entreprises de construction, afin de permettre aux étudiants de travailler sur des projets concrets et opérationnels, favorisant ainsi le développement du pays.

BIBLIOGRAPHIE

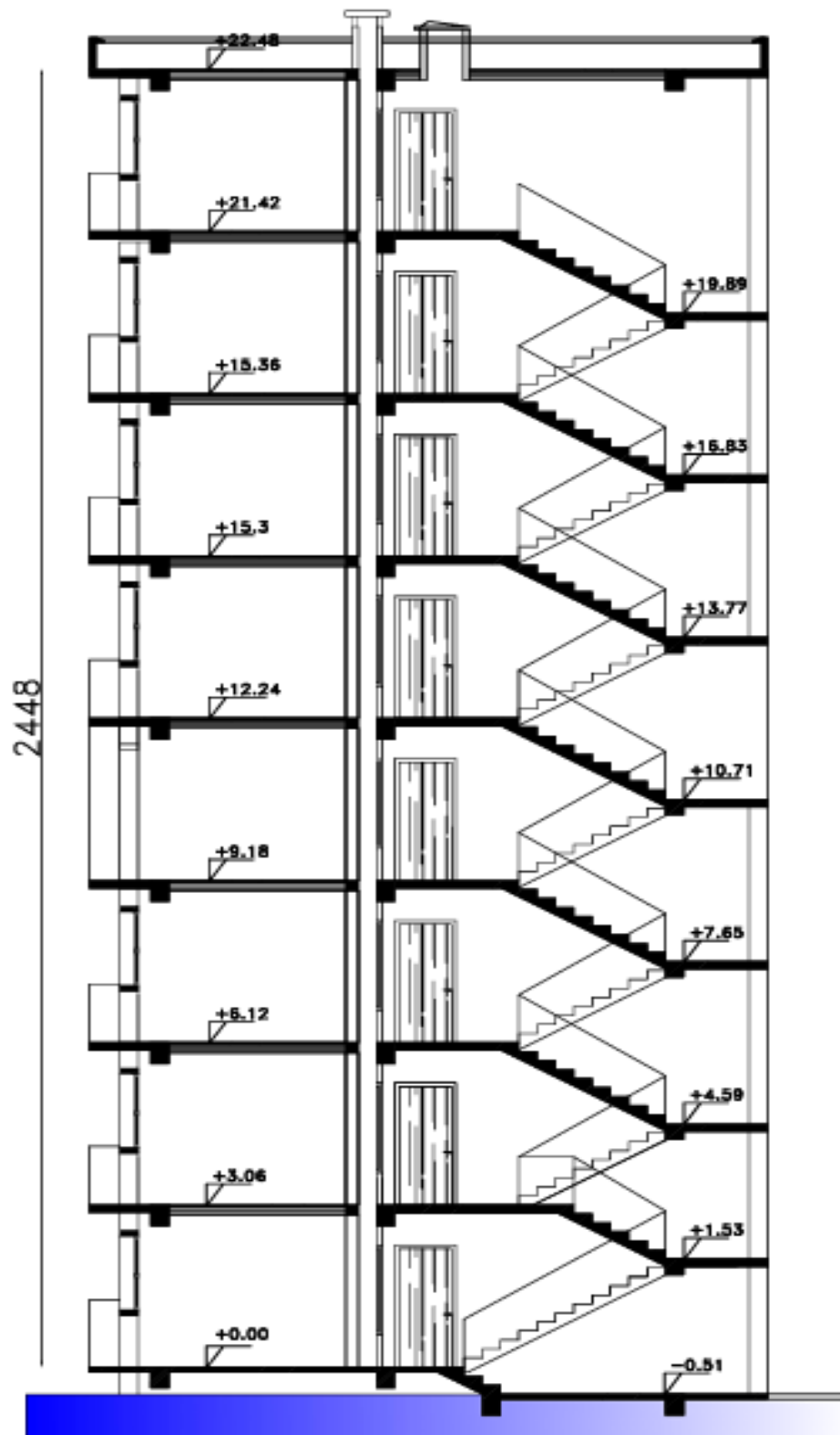
REGLEMENTS

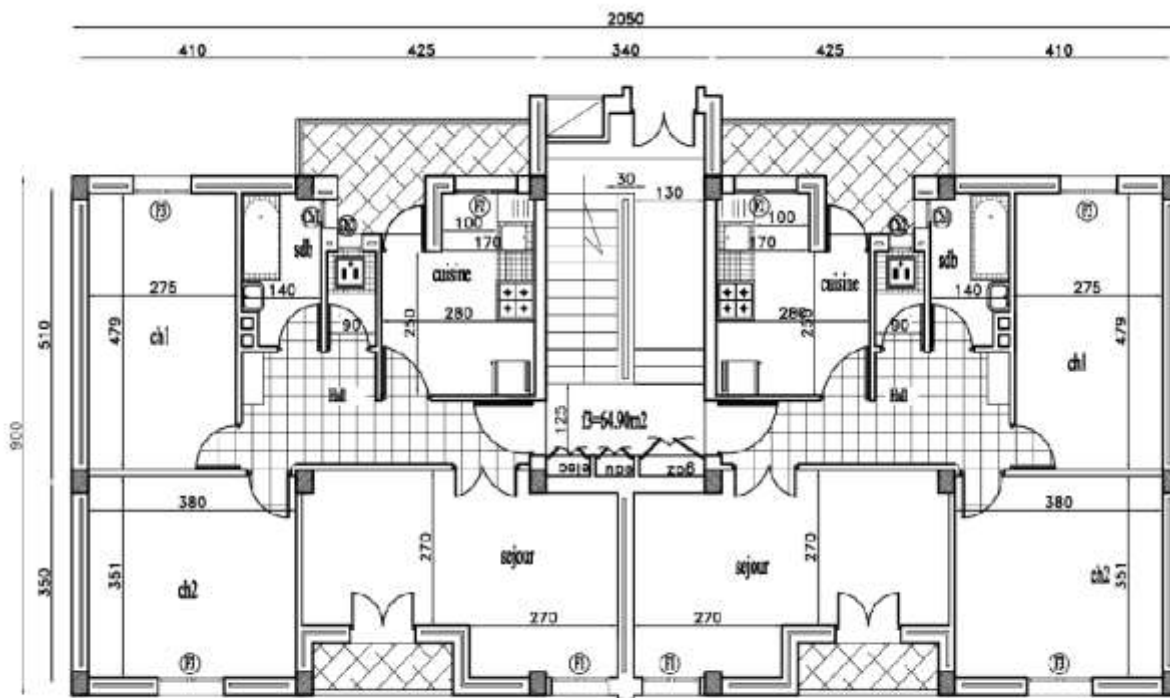
-  Règles Parasismiques Algériennes RPA/version2024.
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

LOGICIELS

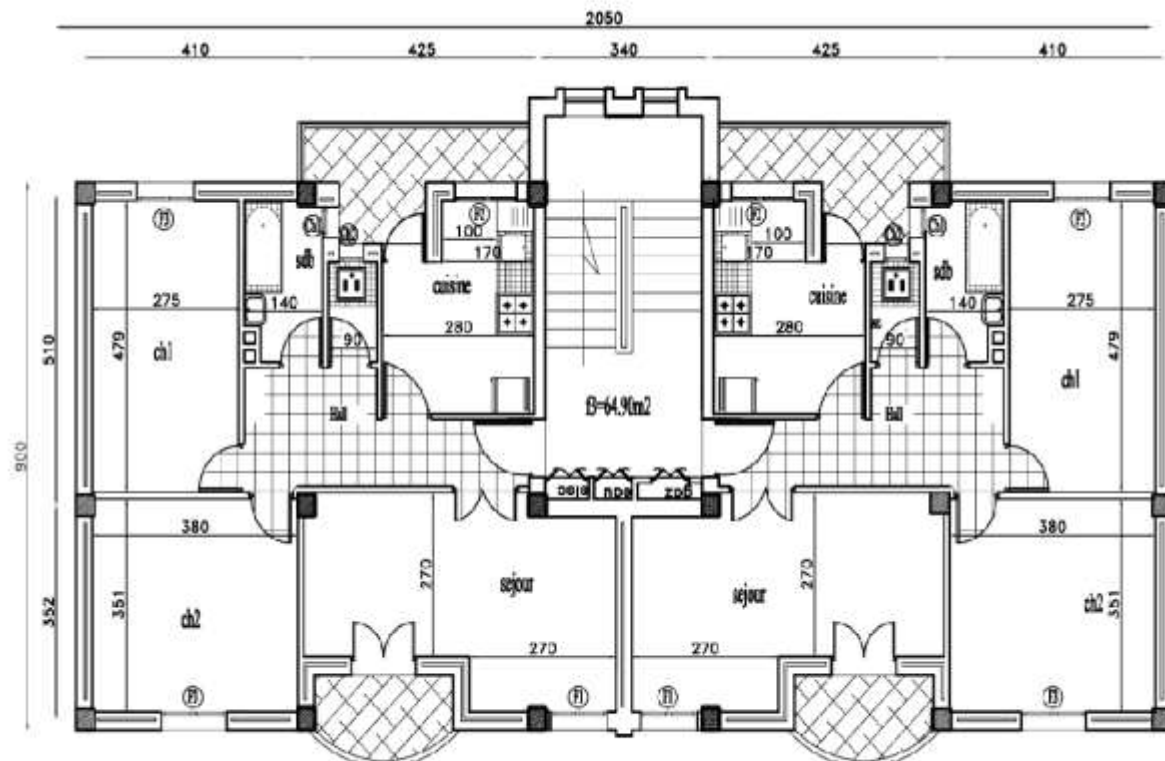
-  Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2025
-  Logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT
-  EXCEL 2016
-  WORD 2016
-  AUTO CAD 2025
-  RDM6



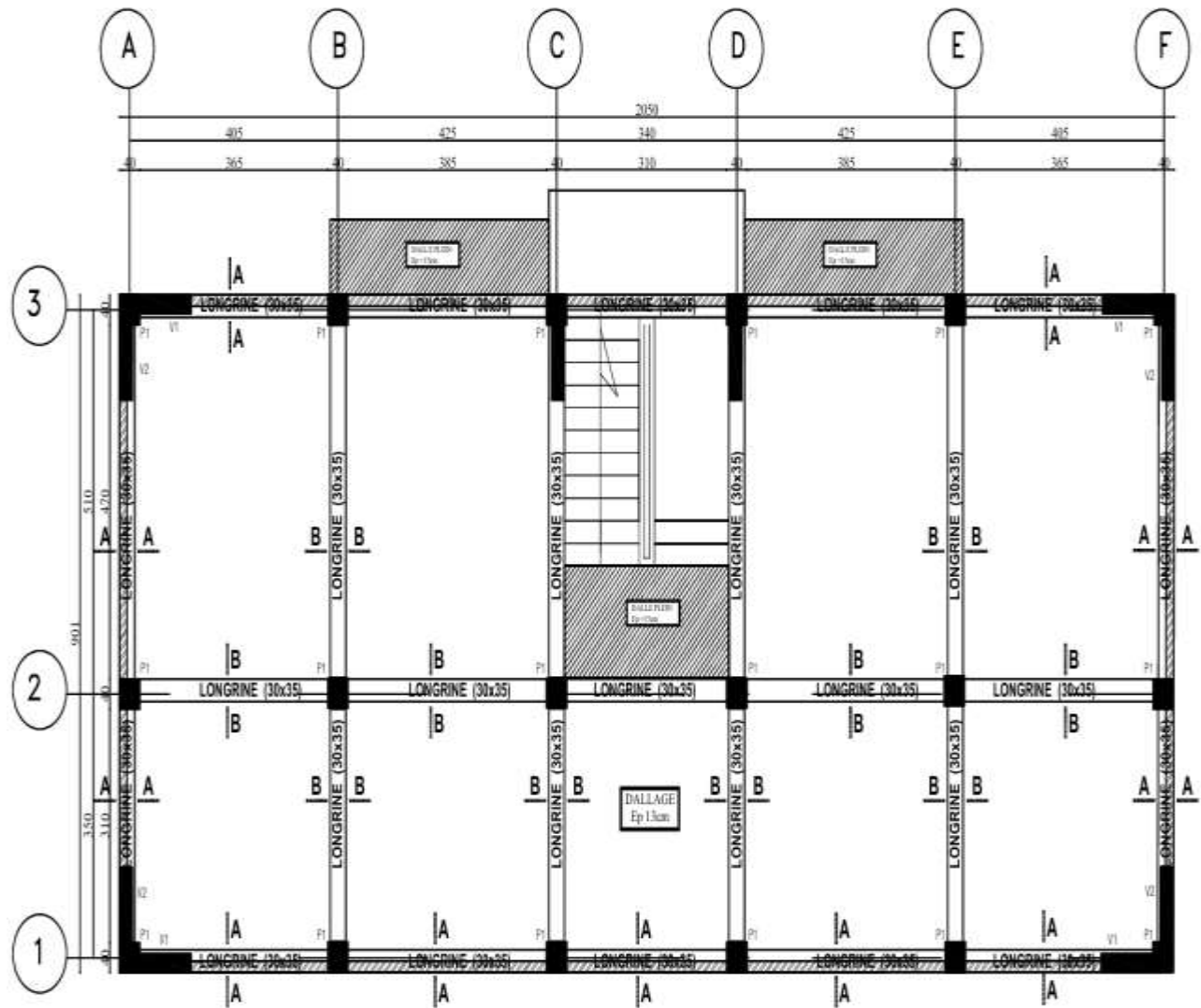




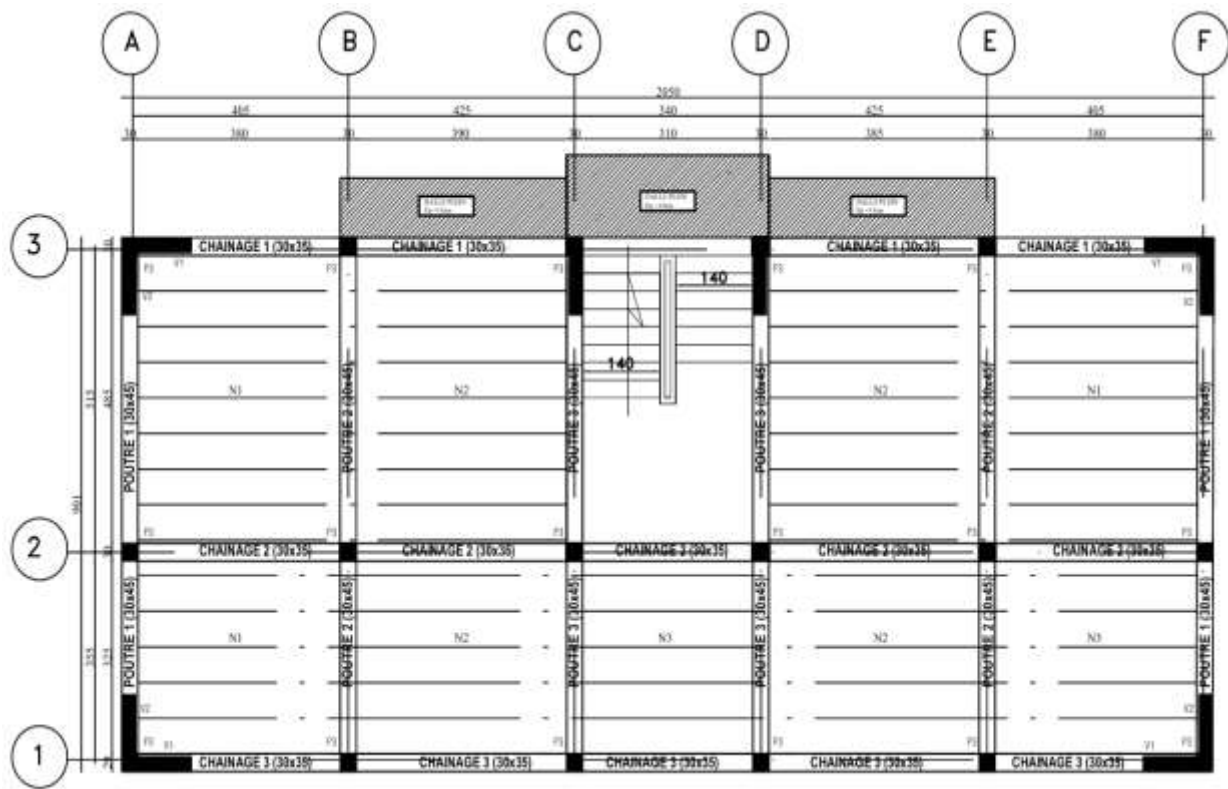
PLAN -RDC-



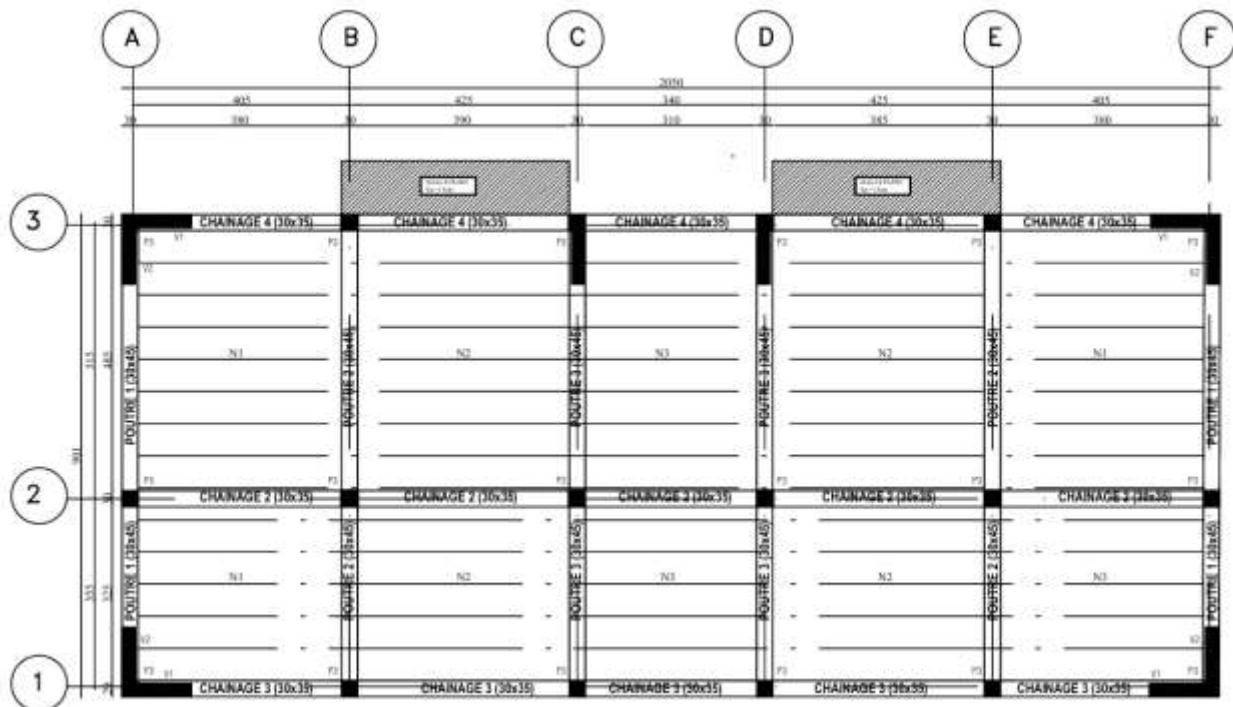
plan 1er, 2eme, 3eme, 4eme, 5eme, 6eme et 7eme etage



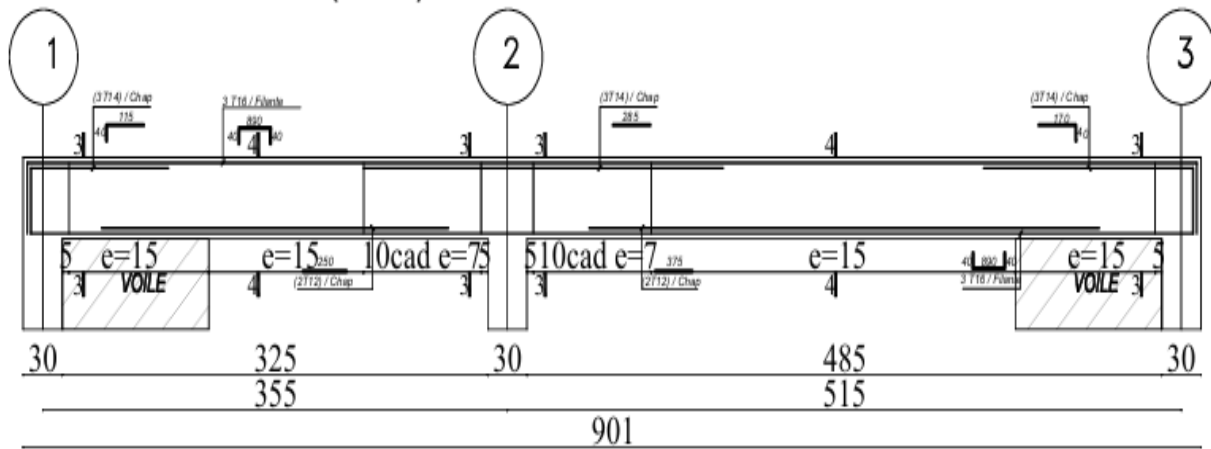
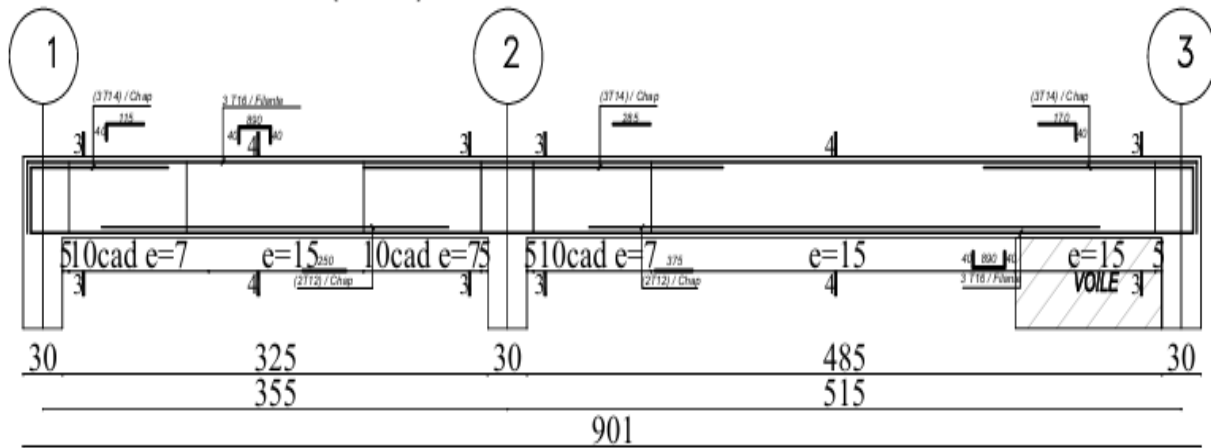
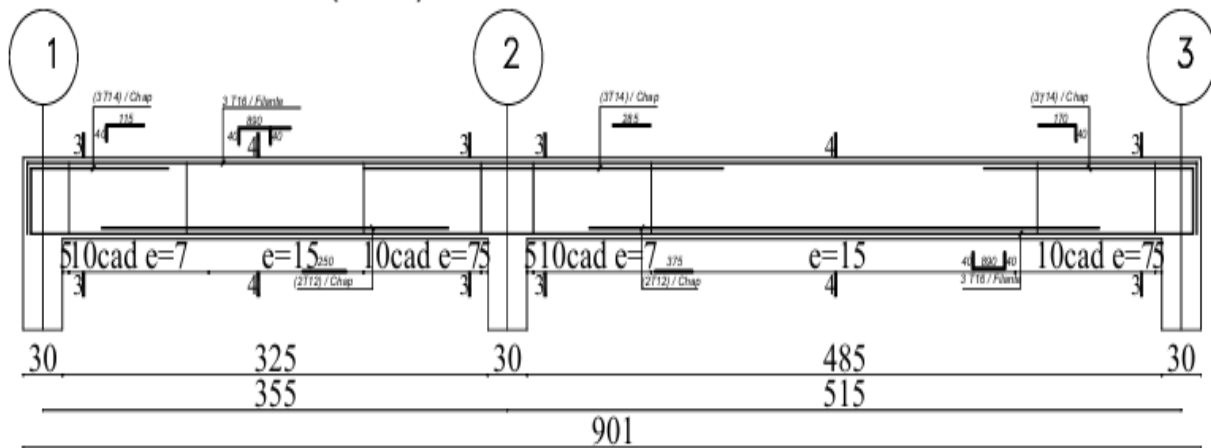
Plan RDC Génie civile

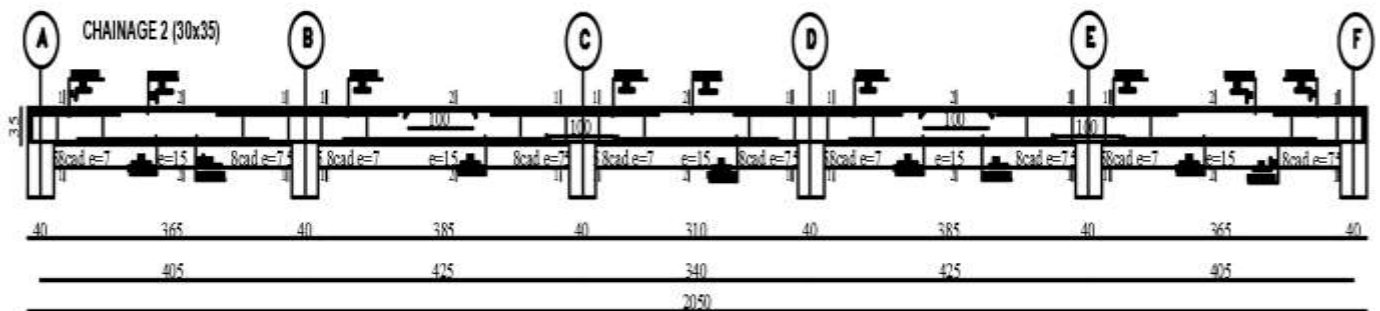
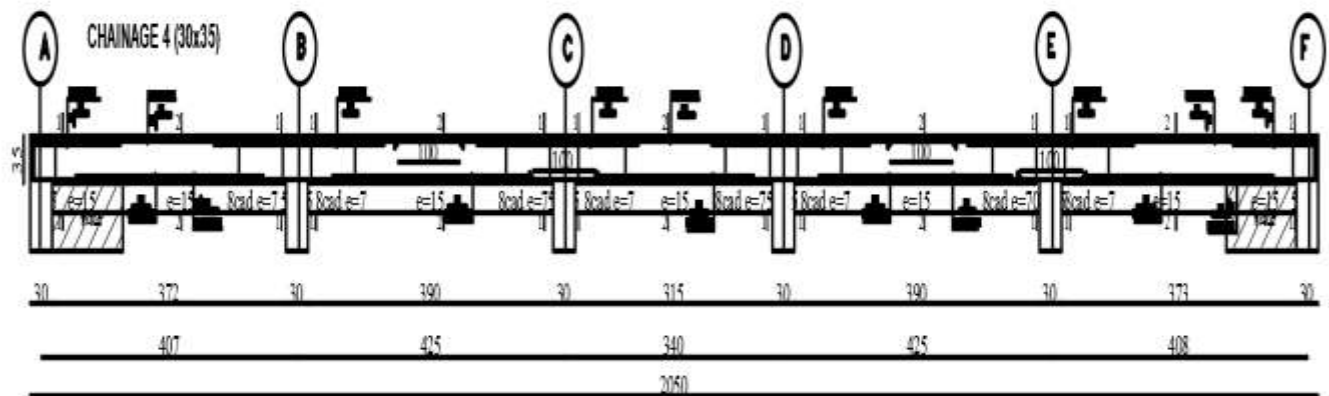
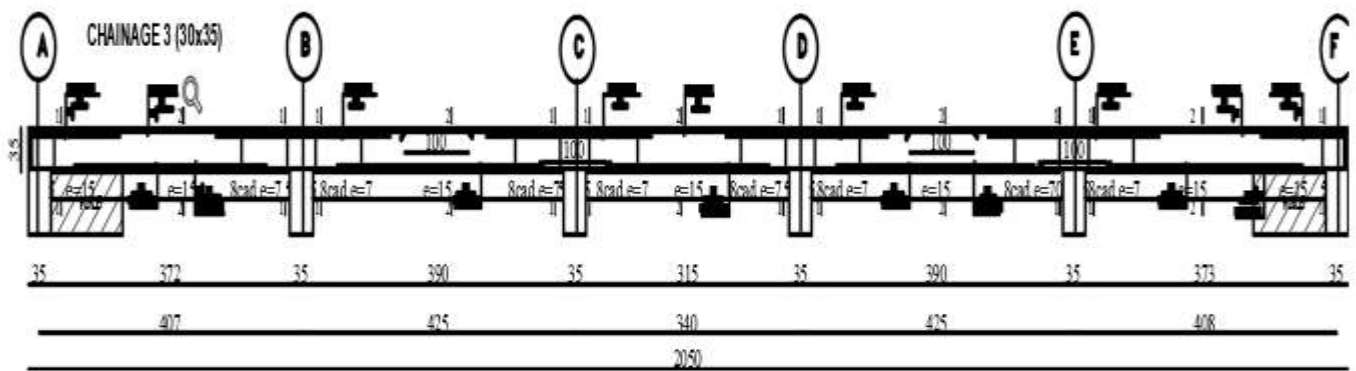


Plancher Etage Courant

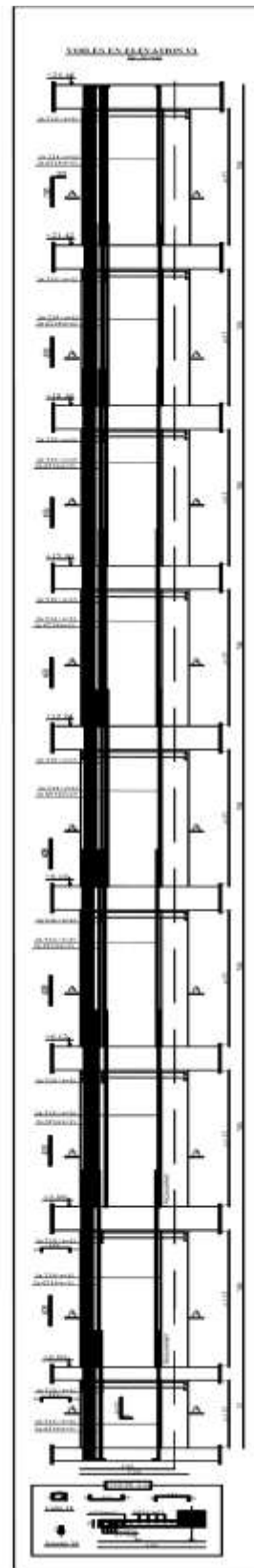
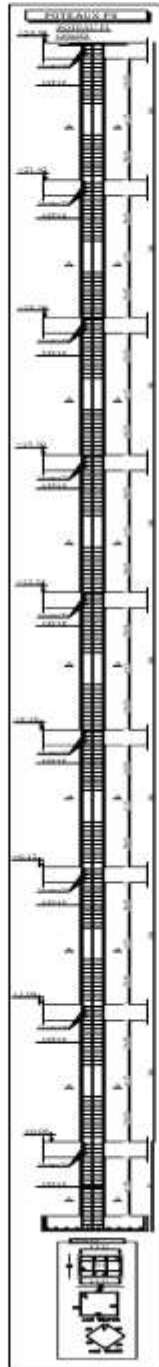
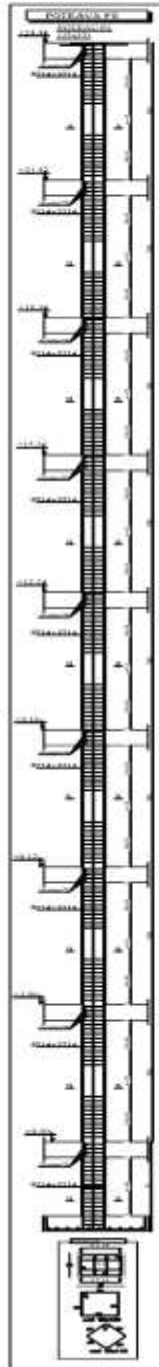
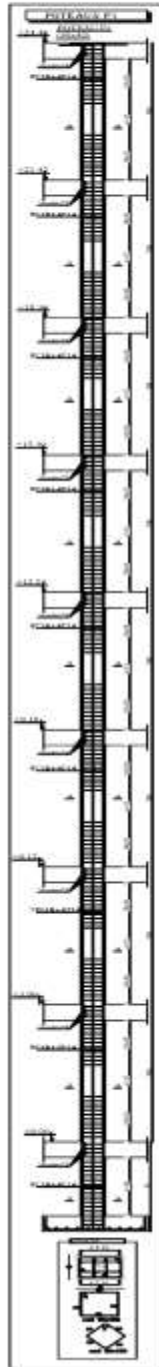


Plancher Terrasse

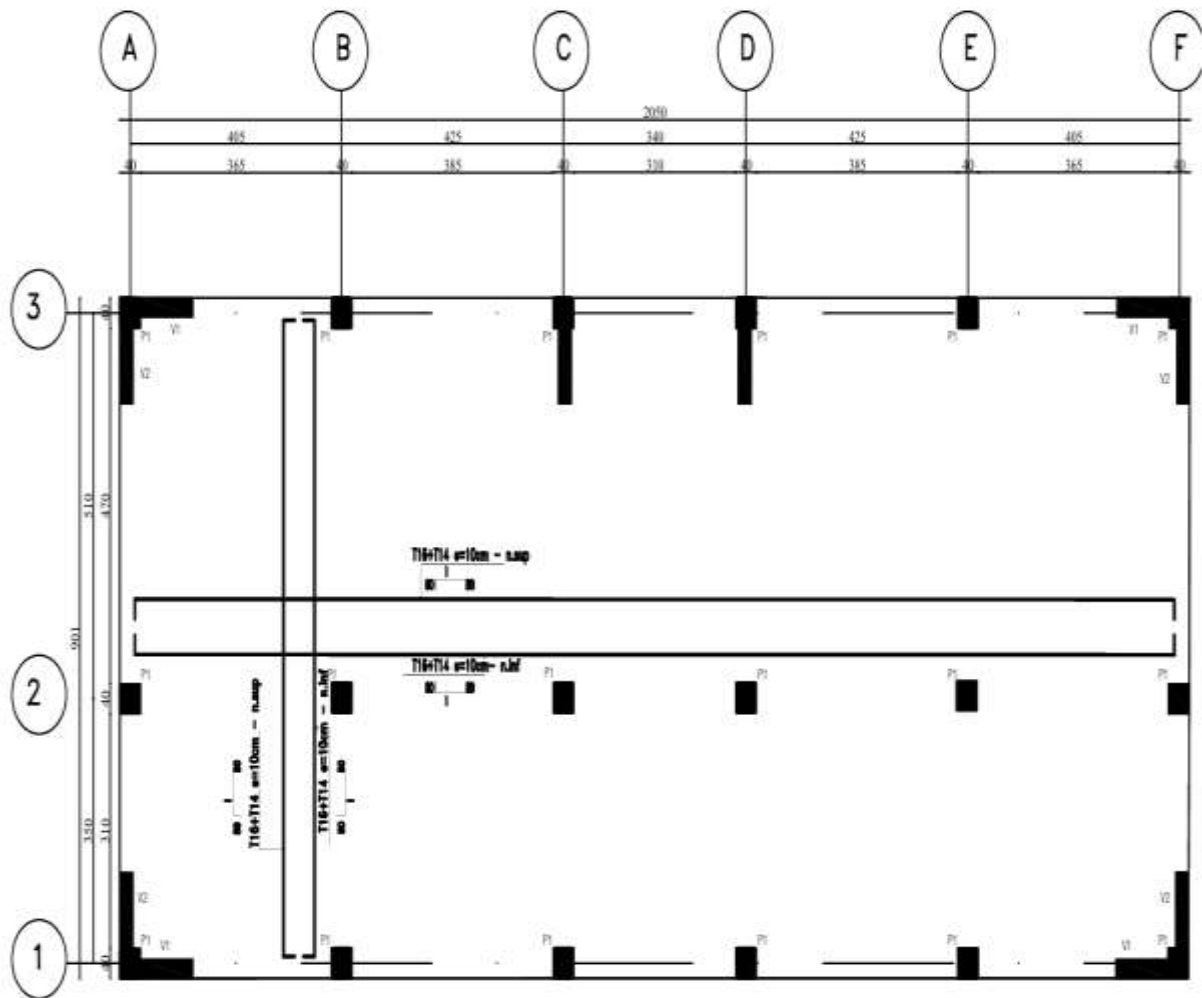
POUTRE 1 (30x45)**POUTRE 2 (30x45)****POUTRE 3 (30x45)****Poutres Principales**



Poutres Secondaire



Poteaux et Voiles

**Ferrailage Du Radier**

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33