



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



N° d'ordre : M ...../GC/2025

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

*Thème*

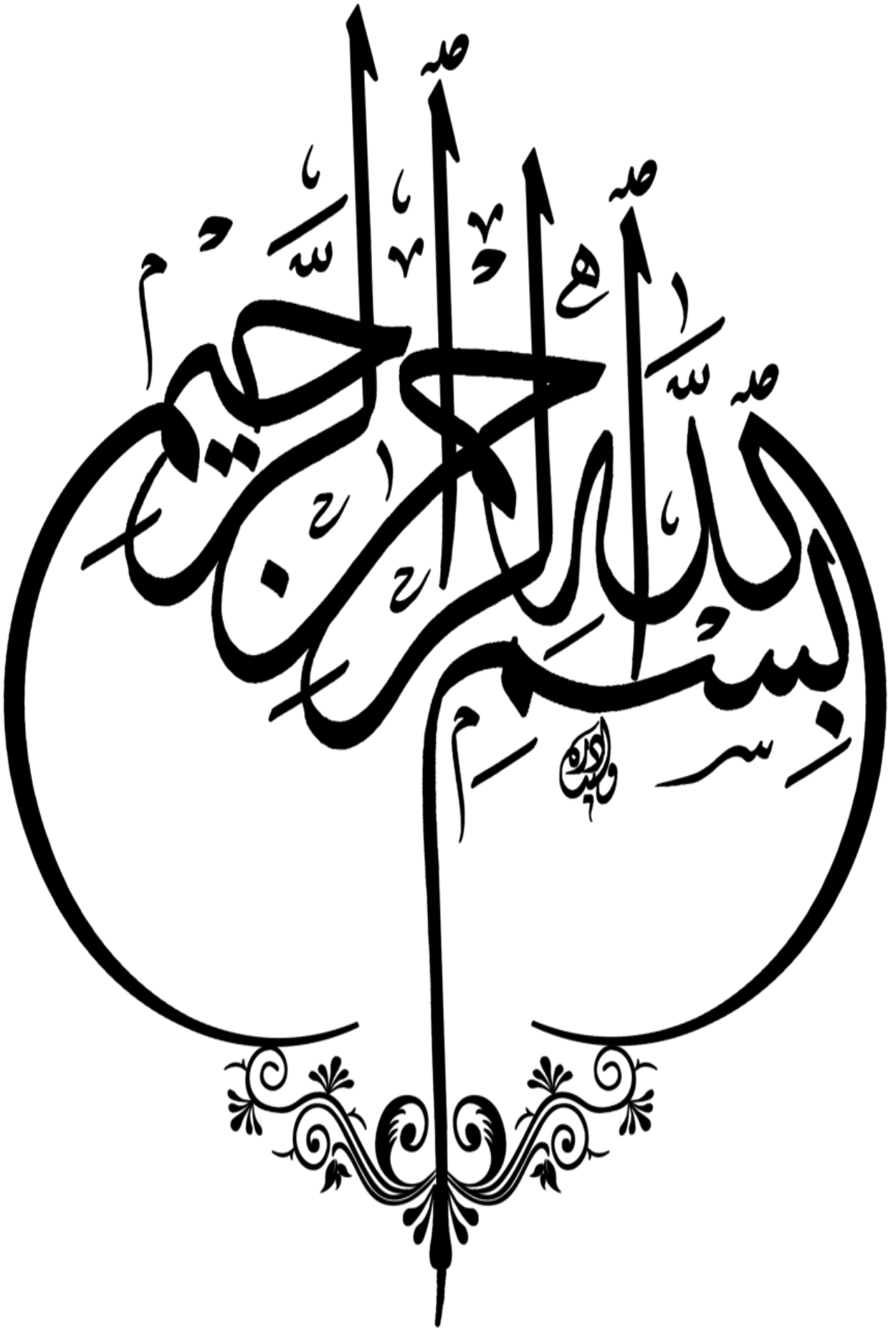
**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION (R + 6) A MOSTAGANEM  
SELON LES REGLES DU RPA 2024**

Présenté par : TEDLAOUTI Hassen Fouad

Soutenu le 19/06/2025 devant le jury composé de :

- |                                     |     |      |
|-------------------------------------|-----|------|
| ➤ Président : Mr. ZELMAT Yassine    | MCA | UMAB |
| ➤ Examineur : Mr. BESSAI Touhami    | MAA | UMAB |
| ➤ Encadrant : Mr. BENSOUOLA Mohamed | Pr  | UMAB |

Année Universitaire : 2024/2025



---

# Remerciements

---

*Avant tout, je tiens à exprimer ma sincère gratitude envers Dieu le tout-puissant pour m'avoir doté de la force et de la patience nécessaire pour mener à bien ce travail. Je souhaite également exprimer ma profonde reconnaissance envers ma famille qui a été toujours présente pour m'encourager et me soutenir tout le long de mon parcours académique.*

*Mes remerciements les plus chaleureux vont à mon encadrant Monsieur Bensoula Mohamed qui a généreusement accepté de me guider sur le chemin de la réussite avec sa présence et ses conseils précieux, ainsi je tiens à remercier Monsieur Kamel Moraglent , ingénieur en génie civil au bureau d'étude de Mazagran et Monsieur Abbas ingénieur de suivi à Reaprom pour leurs aides inestimables dans la réalisation de ce mémoire.*

*D'autre part, je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps à l'évaluation de mon travail. Leurs commentaires et critiques constructives ont grandement contribué à enrichir mes connaissances et à améliorer la qualité de mon mémoire. Mes remerciements vont aussi à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation académique, leur expertise et leur dévouement ont été des sources d'inspiration pour moi.*

*Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire. Leur collaboration, leur soutien et leurs encouragements ont été des éléments essentiels qui ont alimenté ma motivation et m'a permis de mener à bien ce projet.*

---

# Dédicaces

*Rien n'est aussi gratifiant que d'offrir le fruit de son travail avec dévouement et reconnaissance à ceux que l'on aime et que l'on remercie tout au long de notre vie.*

*Je dédie humblement ce travail à :*

- ✓ *Mes très chers parents, qui ont consacré leur vie à mon éducation et à mes études, et qui ont été un modèle de travail acharné et de persévérance en leur souhaitant tout le bonheur du monde.*
- ✓ *Mon frère Mehdi et ma mère, dont leur présence a été toujours précieuse dans ma vie.*
  - ✓ *Tous mes amis, sans exception, qui ont été présents à mes côtés, me soutenant et partageant des moments de joie et d'entraide.*
  - ✓ *À toute la promotion du département de Génie Civil 2024/2025, une communauté soudée et engagée que nous avons partagé cette aventure ensemble.*

*Que ce travail puisse témoigner de ma gratitude et de ma reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué à ma vie et à mon parcours académique.*

---

# Résumé

Le présent mémoire est une étude technique d'un bâtiment en béton armé de forme régulière constitué, d'un rez-de-chaussée et six étages à usage habitation situé à la ville de Mostaganem classée comme zone de forte sismicité (Zone V) selon le RPA 2024. Dans cette structure, les contreventements sont assurés par des voiles, et les charges horizontales sont portées conjointement par les voiles et les portiques.

Avant d'entamer les calculs, un prédimensionnement des éléments constitutif du bâtiment a été réalisé puis une étude dynamique approfondie de la structure a été menée en utilisant le logiciel de simulation « Robot Structural Analysis Professionnal 2014 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitation et sismiques. Ce qui a permis ensuite de réaliser l'étude et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure en respectant les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL 91.

**Mots clés :** Bâtiment, Voile, Portique, Béton, Simulation.

---

# Abstract

The present document is a technical study of a regular-shaped reinforced concrete building consisting of a ground floor and six floors for residential use, located in the city of Mostaganem, classified as a high seismic zone (Zone V) according to the RPA 2024. In this structure, bracing is provided by walls, and horizontal loads are supported jointly by the walls and frames.

Before starting the calculations, a preliminary sizing of the building's constituent elements was carried out, followed by a thorough dynamic study of the structure using the simulation software "Robot Structural Analysis Professional 2014" to determine the various stresses due to permanent, operational, and seismic loads. This subsequently allowed for the design and reinforcement of structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, in compliance with the requirements of RPA 2024 and BAEL 91.

**Keywords:** Building, Wall, Portico, Concrete, Simulation.

---

## ملخص

هذه المذكرة هي دراسة تقنية لمبنى من الخرسانة المسلحة ذو شكل منتظم يتكون من طابق أرضي وستة طوابق للاستخدام السكني يقع في مدينة مستغانم المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي ( المنطقة V ) وفقاً لمعيار RPA2024. في هذه الهيكل، يتم تأمين الروافد بواسطة جدران الصب، وتحمل الأحمال الأفقية بشكل مشترك من قبل الجدران والروافد. قبل بدء الحسابات، تم عمل تصميم أولي لعناصر المبنى، ثم تم إجراء دراسة ديناميكية دقيقة للهيكل باستخدام برنامج المحاكاة "2014Robot Structural Analysis Professional" لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال الدائمة، وأحمال التشغيل والزلازل. مما سمح فيما بعد بإجراء دراسة وتحديد التسليح للعناصر الهيكلية وغير الهيكلية، وكذلك البنية التحتية مع احترام المتطلبات الواردة في BAEL91 و RPA 2024 .

**الكلمات المفتاحية :** مبنى، شراع، رواق، خرسانة، محاكاة

---

# Table des matières

<i>Remerciements</i> .....	I
<i>Dédicaces</i> .....	II
<i>Résumé</i> .....	III
<i>Abstract</i> .....	IV
<i>ملخص</i> .....	V
<i>Symboles et notations</i> .....	XI
<i>Liste des Figures</i> .....	XIII
<i>Liste des Tableaux</i> .....	XV
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b>	
1. Introduction .....	3
2. Implantation de l'ouvrage.....	3
3. Présentation de l'ouvrage .....	3
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	3
5. Description technique de la structure .....	4
5.1 Structure principale .....	4
5.1.1 Voiles .....	4
5.1.2 Portiques .....	4
5.2 Structure secondaire .....	4
5.2.1 Planchers .....	4
5.2.2 Escaliers .....	5
5.2.3 Maçonnerie .....	6
5.2.4 Revêtement .....	6
5.2.5 Ascenseur .....	6
5.2.6 Isolation .....	6
5.2.7 Acrotère .....	6
5.3 Fondation.....	6
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	7
6.1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	7

---

6.1.1	Résistance à la compression $f_{cj}$ .....	7
6.1.2	Résistance à la traction $f_{tj}$ .....	7
6.1.3	Contrainte limite de compression.....	8
6.1.4	Contrainte limite de cisaillement.....	8
6.1.5	Module d'élasticité.....	8
6.2	Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	8
6.2.1	Limite élastique $f_e$ .....	8
6.2.2	Contraintes limites de l'acier.....	9
6.3	Protection des armatures.....	9
7.	Logiciels utilisés.....	9
8.	Règlements utilisés.....	10
9.	Conclusion.....	10

## **CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT**

1.	Introduction.....	11
2.	Prédimensionnement des poutres.....	11
2.1	Prédimensionnement des poutres principales.....	11
2.2	Prédimensionnement des poutres secondaires.....	12
3.	Prédimensionnement des planchers.....	12
3.1	Planchers à corps creux.....	12
3.2	Calcul des charges du plancher à corps creux.....	13
3.2.1	Plancher terrasse inaccessible.....	13
3.2.2	Plancher étage courant.....	14
3.3	Planchers de la dalle pleine.....	14
3.3.1	Calcul des charges du plancher de la dalle pleine.....	15
4.	Prédimensionnement des poteaux.....	15
4.1	Dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	15
5.	Prédimensionnement des voiles.....	18
6.	Prédimensionnement de l'acrotère.....	19
7.	Prédimensionnement des balcons.....	20
8.	Prédimensionnement des escaliers.....	20
9.	Conclusion.....	22

## **CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

---

1. Plancher à corps creux.....	23
1.1 Types de poutrelles.....	23
1.2 Choix de la méthode de calcul.....	23
1.3 Application de la méthode forfaitaire.....	24
1.4 Ferrailage de la poutrelle.....	24
1.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle.....	25
1.6 Ferrailage de la dalle de compression.....	27
2. Plancher à dalle pleine.....	29
2.1 Méthode de calcul.....	29
3. Balcon.....	31
3.1 Détermination des efforts.....	31
3.2 Ferrailage de la dalle du balcon.....	32
4. Étude de l'acrotère.....	33
4.1 Évaluation des sollicitations de calcul.....	33
4.2 Ferrailage de l'acrotère.....	34
5. Escaliers.....	37
5.1 Combinaisons de charges.....	37
5.2 Calcul des sollicitations des escaliers.....	37
5.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier.....	37
6. Conclusion.....	41

#### **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE**

1. Introduction.....	42
2. Étude dynamique.....	42
2.1 Objectif de l'étude.....	42
2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis.....	42
2.3 Modélisation de la structure.....	43
3. Classification de la structure.....	45
4. Calcul de facteur de qualité.....	46
5. Choix de la méthode de calcul.....	46
6. Méthode d'analyse modale spectrale.....	47
6.1 Principe.....	47
7. Résultats de la méthode modale spectrale.....	48

---

7.1	Période fondamentale de la structure .....	48
7.1.1	Vérification de la période .....	48
7.1.2	Calcul de poids total W de la structure .....	49
7.1.3	Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent.....	49
7.2	Vérification du taux de participation modale .....	49
7.3	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .....	50
8.	Vérification de la Structure.....	50
8.1	Combinaisons d'actions.....	50
8.2	Justification vis-à-vis de la résistance .....	51
8.3	Justification vis-à-vis de la ductilité .....	51
8.4	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	51
8.5	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers.....	52
8.6	Justification de la stabilité des fondations .....	52
8.7	Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	52
8.7.1	Vérification de la classification du système de contreventement.....	53
9.	Conclusion.....	54

## **CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

1.	Introduction .....	55
2.	Etude des poutres.....	55
2.1	Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024.....	55
2.2	Ferraillage des poutres.....	55
2.3	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre .....	57
3.	Etude des poteaux.....	58
3.1	Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	58
3.2	Ferraillage des poteaux.....	59
3.3	Exemple de calcul du ferraillage d'un poteau.....	62
4.	Etude des voiles.....	64
4.1	Procédure de ferraillage.....	64
4.2	Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024 .....	65
4.3	Ferraillage des voiles.....	66

## **CHAPITRE VI : EUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

1	Introduction .....	69
---	--------------------	----

---

2	Etude du radier général.....	69
2.1	Dimensionnement du radier .....	69
2.2	Condition forfaitaire .....	70
2.3	Condition de rigidité.....	70
2.4	Vérification au non poinçonnement du radier .....	70
2.5	Condition de résistance au cisaillement .....	71
3	Calcul du radier .....	72
4	Ferraillage du radier .....	75

Conclusion générale

Bibliographie

---

# Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanente

Q, P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

$q_u$  : Chargement ultime

$q_s$  : Chargement de service

$M_f$  : Moment fléchissant

$M_t$  : Moment de flexion en travée

$M_a$  : Moment de flexion en appui

$M_d$  : Moment en appui droite

$M_g$  : Moment en appui gauche

N : Effort normal

$T_d$  : Effort tranchant à droite du point considéré

$T_g$  : Effort tranchant à gauche du point considéré

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale instantané

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale différé

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

$h_0$  : Hauteur de la table de compression

$\sigma_b$  : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible limite dans le béton

$\sigma_s$  : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte admissible limite dans l'acier

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle de calcul

---

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle limite  
 $\varnothing_t$  : Diamètre des armatures  
S : Espacement entre armatures transversales  
 $A_u$  : Armatures calculées à l'ELUR  
 $A_s$  : Armatures calculées à ELS  
 $A_a$  : Armatures en appuis  
 $A_t$  : Armatures en travées  
 $I_{xx}$  : Inertie par rapport à l'axe des abscisses  
 $I_{yy}$  : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées  
 $M_{zz}$  : Inertie massique  
 $L_f$  : Longueur de flambement  
 $B_r$  : Section réduite  
 $L_x$  : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine  
 $L_y$  : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine  
 $I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène  
 $I_f$  : Moment d'inertie fictif  
f : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)  
 $\Delta_{ft}$  : Flèche totale  
 $\zeta$  : Rapport entre deux dimensions ( $L_x/L_y$ )  
 $\lambda$  : Elancement  
W : Poids total de la structure.  
 $\beta$  : Coefficient de pondération.

---

## *Liste des Figures*

Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).....	3
Figure 2. Dalle à corps creux.....	5
Figure 3. Plancher à dalle pleine .....	5
Figure 4. Composants d'un escalier .....	5
Figure 5. Section transversale de la poutre principale.....	12
Figure 6. Section transversale de la poutre secondaire.....	12
Figure 7. Schéma d'une dalle à corps creux.....	13
Figure 8. Section afférente du poteau le plus sollicité.....	15
Figure 9. Section réduite du poteau.....	16
Figure 10. Coupe en élévation d'un voile .....	19
Figure 11. Section transversale de l'acrotère .....	19
Figure 12. Eléments composants d'un escalier .....	20
Figure 13. Vue en plan de la cage d'escalier .....	21
Figure 14. Différents types de poutrelles.....	23
Figure 15. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	25
Figure 16. Section de ferrailage.....	25
Figure 17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	28
Figure 18. Ferrailage de la poutrelle.....	28
Figure 19. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	32
Figure 20. Schéma de ferrailage du balcon .....	33
Figure 21. Coupe transversale de l'acrotère.....	33
Figure 22. Schéma statique de l'acrotère .....	34
Figure 23. Ferrailage de l'acrotère .....	37
Figure 24. Dimensions de l'escalier.....	37
Figure 25. Schéma statique de l'escalier.....	38
Figure 26. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU .....	38
Figure 27. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS.....	38
Figure 28. Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier .....	41
Figure 29. Modèle 3D de la structure .....	44
Figure 30. Coupe en plan de la structure .....	45
Figure 31. Croquis de ferrailage de la poutre principale.....	57

---

Figure 32. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire.....	57
Figure 33. Section de ferrailage du poteau .....	61
Figure 34. Croquis du ferrailage des poteaux.....	61
Figure 35. Coupe du poteau 45 x 45 cm <sup>2</sup> .....	62
Figure 36. Schéma d'un voile.....	64
Figure 37. Typologie des voiles étudiés .....	66
Figure 38. Typologie des voiles étudiés .....	67
Figure 39. Ferrailage de voile (robot structural analysis).....	67
Figure 40. Croquis du ferrailage des voiles.....	68
Figure 41. Distributions des Contraintes de cisaillement $\tau_{xx}$ .....	72
Figure 42. Distributions des Contraintes de cisaillement $\tau_{yy}$ .....	72
Figure 43. Distributions des moments fléchissant à l'ELS .....	73
Figure 44. Distributions des moments fléchissant à l'ELU.....	73
Figure 45. Distributions des moments fléchissant ACC.....	74
Figure 46. Distributions des contraintes à l'ELU .....	74
Figure 47. Distributions des contraintes à l'ELS.....	74
Figure 48. Distributions des contraintes à ACC .....	75
Figure 49. Vue en 3D de la fondation sous Robot Structural Analysis.....	75
Figure 50. Schéma ferrailage du Radier .....	76

---

## *Liste des Tableaux*

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers.....	8
Tableau 2. Charges du plancher terrasse .....	13
Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant .....	14
Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine .....	15
Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation .....	17
Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux.....	18
Tableau 7. Choix des sections des poteaux .....	18
Tableau 8. Prédimensionnement des voiles.....	19
Tableau 9. Charges de la dalle pleine du balcon .....	20
Tableau 10. Caractéristiques de l'escaliers.....	21
Tableau 11. Charges de la dalle pleine du palier .....	22
Tableau 12. Charges de la dalle pleine de la paillasse.....	22
Tableau 13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.....	24
Tableau 14. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage .....	24
Tableau 15. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles .....	25
Tableau 16. Eléments de réduction (M,T) du balcon).....	32
Tableau 17. Charges d'acrotère.....	34
Tableau 18. Sollicitations de calcul de l'acrotère .....	34
Tableau 19. $M_{max}$ en appui et en travée et $T_{max}$ de l'escalier en ELU.....	39
Tableau 20. $M_{max}$ en appui et en travée et $T_{max}$ de l'escalier en ELS .....	39
Tableau 21. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol .....	41
Tableau 22. Tableau de Classification des zones sismiques .....	45
Tableau 23. Valeurs des pénalités $P_q$ .....	46
Tableau 24. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique .....	48
Tableau 25. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique .....	49
Tableau 26. Taux de participation modale .....	50
Tableau 27. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	50
Tableau 28. Vérification des déformations.....	52
Tableau 29. Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens XX .....	53
Tableau 30. Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens YY .....	53

---

Tableau 31. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portées par les voiles.....	54
Tableau 32. Sollicitations de calcul maximales des poutres .....	56
Tableau 33. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	56
Tableau 34. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux.....	60
Tableau 35. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	61
Tableau 36. Effort de réduction agissants sur les voiles.....	67
Tableau 37. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale.....	68
Tableau 38. Tableau récapitulatif du ferrailage transversal .....	68
Tableau 39. Tableau ferrailage du Radier .....	76

A decorative graphic of a scroll with a dashed border and three grey circular fasteners at the corners. The text is centered on the scroll.

# **I**NTRODUCTION GENERALE

---

## INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours le souci primordial de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été le sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques et les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment Rez-de-chaussée avec six étages en BA à usage habitation (R+6) contreventé par des murs voiles, implantée dans la wilaya de Mostaganem (Kharouba) qui est une zone de forte sismicité (zone V selon le RPA 2024)

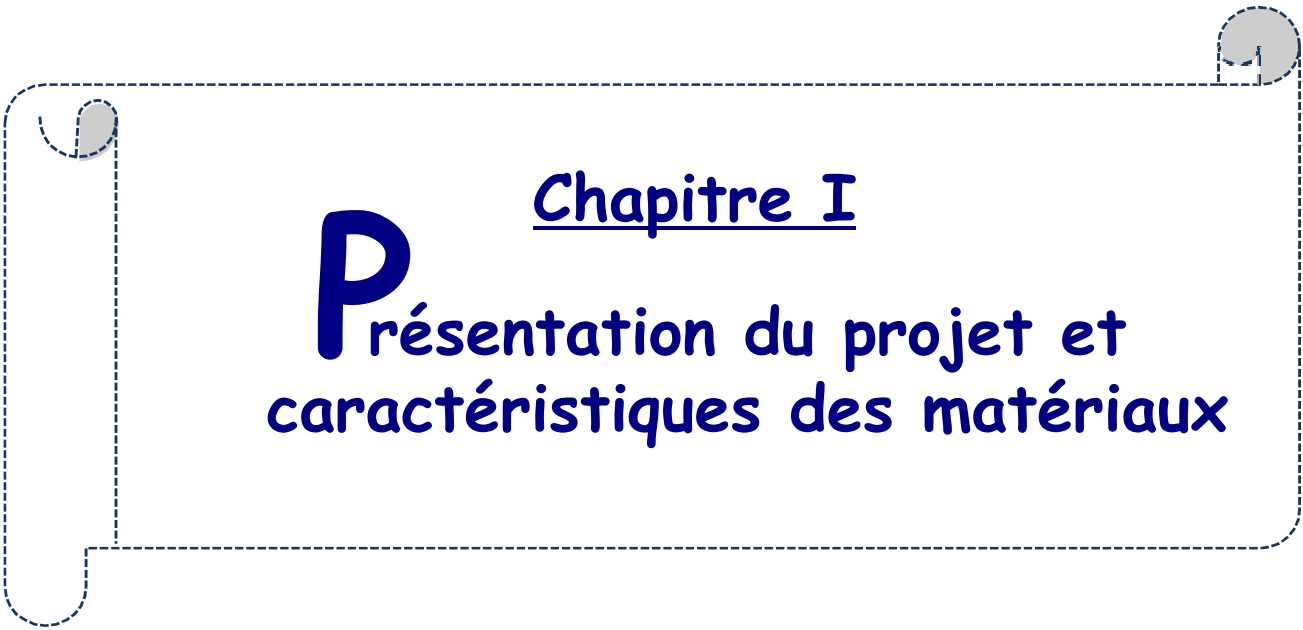
L'objectif de ce travail sera exprimé par un critère qualitatif, fixé d'avance et qu'on cherchera à atteindre. C'est à dire, mener une étude de prédimensionnement d'une structure de ce type, par le calcul de ses éléments porteurs et non porteurs entrant dans la réponse comportementale du bâtiment.

La présente étude commence par une présentation du projet dans sa globalité en dressant dans un premier lieu, un état d'usage, la structure, et les matériaux composant cette structure et le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement de la structure, puis le troisième chapitre sera consacré à l'étude des éléments secondaires (escalier, plancher, balcon et acrotère).

---

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la quatrième chapitre en utilisant l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis Professionnal 2014, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet.

Le cinquième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (voiles, poteaux et poutres) et ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 et du règlement parasismique Algériens RPA 2024 et le sixième chapitre est dédié au calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour la détermination du type de fondation qui va être adopté dans le cadre de cette étude et enfin ce travail sera achevé par une conclusion générale.



Chapitre I  
**P**résentation du projet et  
caractéristiques des matériaux

---

# CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

## 1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

## 2. Implantation de l'ouvrage

Le projet situe au bord de kharouba à la ville de Mostaganem classée comme zone de moyenne sismicité V selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1).



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

## 3. Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un rez-de-chaussée et de six étages avec 2 appartements de type F3 par étage d'une surface de 234,21 m<sup>2</sup>, ce qui donne 14 logements en tout.

## 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 ..... 22,20 m

Largueur totale en plan..... 10,55 m

### Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants .....3,06 m

Hauteur totale du bâtiment.....22.02 m

---

## Caractéristiques géotechniques du sol :

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

La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$

Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17.00 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$

Le site est classé S2 selon le RPA 2024(Site ferme).

## 5. Description technique de la structure

### 5.1 Structure principale

Les normes parasismiques Algériennes, RPA 2024, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone V.

#### 5.1.1 Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

#### 5.1.2 Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

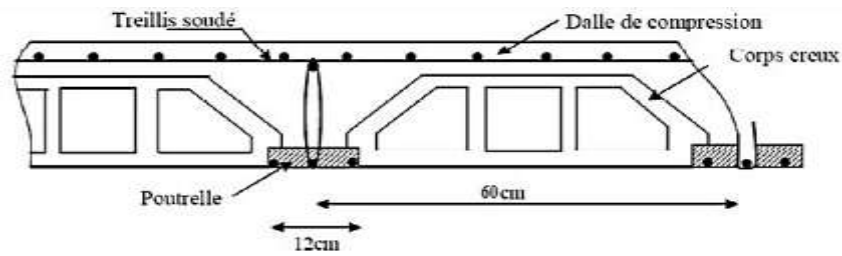
### 5.2 Structure secondaire

#### 5.2.1 Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

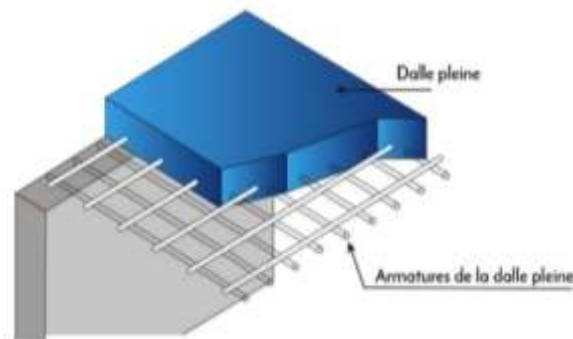
Dans notre structure, il existe deux types de planchers à savoir, les planchers en corps creux et les planchers en dalle pleine.

Le plancher en corps creux (Figure 2) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).



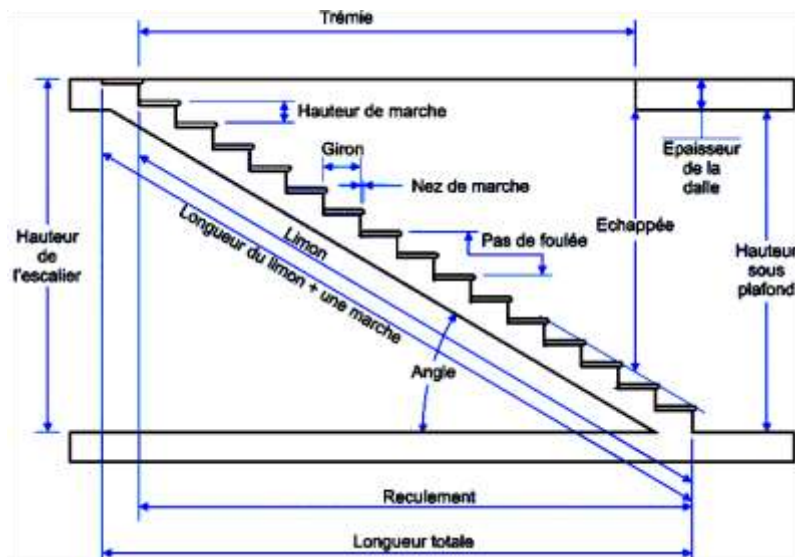
**Figure 2. Dalle à corps creux**

Les planchers à dalle pleine (Figure 3) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.



**Figure 3. Plancher à dalle pleine**

### 5.2.2 Escaliers



**Figure 4. Composants d'un escalier**

---

Les escaliers (Figure 4) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

### **5.2.3 Maçonnerie**

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

### **5.2.4 Revêtement**

Les planchers et les escaliers seront recouverts de carrelage et les salles d'eau et les cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers sont enduits par du ciment, par contre les cloisons intérieures et les plafonds sont enduits par du plâtre.

### **5.2.5 Ascenseur**

Le bâtiment est équipé d'un seul ascenseur, c'est un dispositif de déplacement vertical, Plus généralement on parle de monte-charge ou d'élévateur.

### **5.2.6 Isolation**

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

### **5.2.7 Acrotère**

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

## **5.3 Fondation**

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.

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

## 6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 6.1 Caractéristiques mécaniques du béton

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

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

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

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

#### 6.1.1 Résistance à la compression $f_{cj}$

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à "j" jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes  $16 \times 32 \text{ cm}^2$ .

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . D'après l'article A.2.1.11 du BAEL 91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

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

$$\text{- Si } J > 28 \quad f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

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

#### 6.1.2 Résistance à la traction $f_{ij}$

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

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

### 6.1.3 Contrainte limite de compression

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

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

Avec  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

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

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

### 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 :

- Module instantané :  $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module différé :  $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

## 6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier

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

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

### 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	FeE400	400
Treillis soudées en fils lisses	TLE520	520

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

---

## 6.2.2 Contraintes limites de l'acier

### Etat limite ultime (ELU)

Si  $\varepsilon_S < \varepsilon_L \Rightarrow$  le diagramme est constitué par une droite d'équation :  $\sigma_S = E_S \cdot \varepsilon_S$

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

Avec :

$\varepsilon_S$  : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

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

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

### Etat limite de service

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

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$ ; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ ; [MPa]

$\eta$  : 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

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

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

## 7. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2014.
- AutoCAD 2013, 3ds Max 2022.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).

- 
- RDM6, Socotec.
  - Office 2016.

## **8. Règlements utilisés**

- Règles parasismiques Algériennes : RPA2024.
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique règlementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

## **9. Conclusion**

Ce premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. D'autre part, un aperçu a été donné sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) et les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

A decorative scroll graphic with a dashed border and three grey circular fasteners at the corners. The text is centered within the scroll.

## Chapitre II

# **P**rédimensionnement

---

## CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

### 1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 2024 BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

### 2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles ont des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité

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

- Condition du R.P.A 2024

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

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b<sub>1</sub> : Largeur du poteau

b<sub>max</sub> : Largeur maximale de la poutre.

#### 2.1 Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 530 \text{ cm}$$

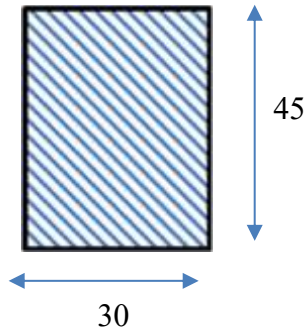
$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

On prend : h = 45 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm > 20 cm; h = 45 cm > 30 cm; h/b = 1,5 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 5) pour la poutre principale est (30 x 45) cm<sup>2</sup>.



**Figure 5. Section transversale de la poutre principale**

## 2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

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

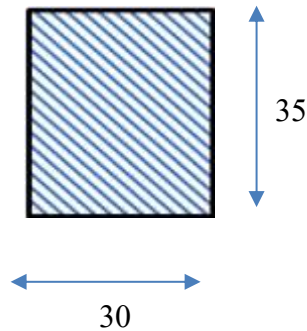
$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

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

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ ;  $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ;  $h/b = 1,16 < 4,0$ . Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 6) pour la poutre secondaire est  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .



**Figure 6. Section transversale de la poutre secondaire**

## 3. Prédimensionnement des planchers

### 3.1 Planchers à corps creux

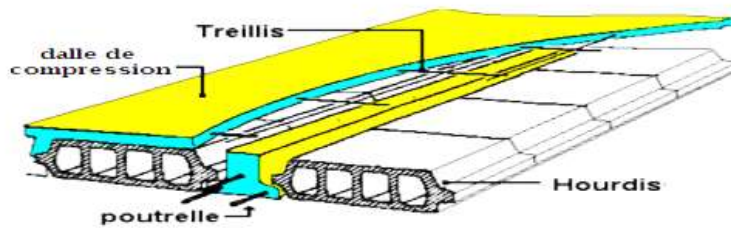
Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 7). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{370}{25} \leq e_p \leq \frac{370}{20}$$

$$14.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.5 \text{ cm}$$

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.

NB : Un plancher en corps creux de 20 cm a été choisi au lieu de 15 cm à cause de la non disponibilité de l'hourdis de 12 cm dans le marché Algérien.



**Figure 7. Schéma d'une dalle à corps creux**

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

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

### 3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

#### 3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

**Tableau 2. Charges du plancher terrasse**

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Étanchéité 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
<b>Charge permanente</b>			<b>G = 5,86 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q = 1 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

### 3.2.2 Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

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

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
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
<b>Charge permanente</b>			<b>G = 5,06 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation (Charge d'habitation)</b>			<b>Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.3 Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

#### Condition de résistance à la flexion (BAEL 91)

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens car :

$$0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{370}{405} \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{405}{50} = 8,1 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{405}{40} = 10,12 \text{ cm}$$

On choisit  $h_d = 15 \text{ cm}$

#### Condition d'isolation acoustique

- Contre les bruits aériens :  $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

#### Condition de sécurité en matière d'incendie

- $h_d = 7 \text{ cm}$  pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à  $h_d = 15$  cm.

### 3.3.1 Calcul des charges du plancher de la dalle pleine

Les dalles pleines est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 4.

**Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine**

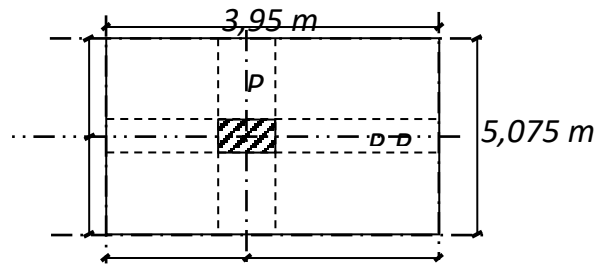
Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit plâtre	10	0,01	0,10
Cloisons intérieures			1
<b>Charge permanente G</b>			<b>G = 6,01 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Charge d'exploitation (Charges d'habitation)</b>			<b>Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup></b>

## 4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 2024.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 8.



**Figure 8. 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  $S_{aff} = 17,91$  m<sup>2</sup>.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- Critère de résistance

$$Br \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

$B_r$  : Section réduite du béton (Figure 9)

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

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

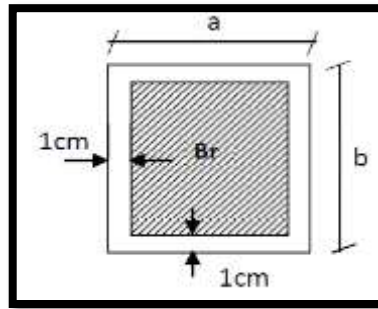


Figure 9. Section réduite du poteau

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

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

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  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 élanement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$

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

$N_u$  : 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

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

## - 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.

$\lambda$  : 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 5).

**Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation**

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )
1	Haut 7 <sup>ème</sup> étage	1
2	Haut 6 <sup>ème</sup> étage	2,5
3	Haut 5 <sup>ème</sup> étage	3,85
4	Haut 4 <sup>ème</sup> étage	5,05
5	Haut 3 <sup>ème</sup> étage	6,1
6	Haut 2 <sup>ème</sup> étage	7
7	Haut 1 <sup>er</sup> 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 6).

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 7.

**Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux**

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>qz</sub> [KN]	N <sub>qs</sub> [KN]	N <sub>long</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>plac</sub> [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3.06	haut 7 eme etage	5.18	1	17.997	15.415		0.000	170.253	203.665	148.636	130.713	13.433	30	13.033	24.735
3.06	haut 6 eme etage	10.24	2.5	35.994	30.831		7.928	352.293	427.046	310.762	274.080	18.555	30	18.846	24.735
3.06	haut 5 eme etage	15.3	3.85	53.992	46.246		15.856	529.822	645.916	469.881	414.552	22.361	30	23.173	24.735
3.06	haut 4 eme etage	20.36	5.05	71.989	61.661		23.784	702.842	860.275	625.993	552.129	25.497	30	26.747	24.735
3.06	haut 3 eme etage	25.42	6.1	89.986	77.077		31.712	871.350	1070.124	779.098	686.811	28.207	35	29.840	21.201
3.06	haut 2 eme etage	30.48	7	107.983	92.492		42.502	1035.349	1278.326	931.317	820.436	30.643	35	32.625	21.201
3.06	haut 1 eme etage	35.54	7.75	125.980	107.907		53.293	1194.837	1482.017	1080.528	951.166	32.841	40	35.141	18.551
3.06	haut rdc	35.54	8.5	125.980	107.907		67.387	1217.389	1552.438	1106.003	996.363	33.565	40	35.553	18.551
3	HAUT AVAT POTEAU	35.54	8.5	125.980	107.907	33.775	81.481	1217.389	1566.532	1141.462	1005.409	33.708	40	36.118	18.188
	haut semelle	35.54	8.5	125.980	107.907	33.775	95.251	1217.389	1546.527	1151.662	992.569	33.505			

**Tableau 7. Choix des sections des poteaux**

Niveaux	Section Choisie (cm <sup>2</sup> )
RDC– 1 <sup>er</sup> étage	40 x 40
2 <sup>ème</sup> –3 <sup>ème</sup> étage	35 x 35
4 <sup>ème</sup> –5 <sup>ème</sup> – 6 <sup>ème</sup> 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 10) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition

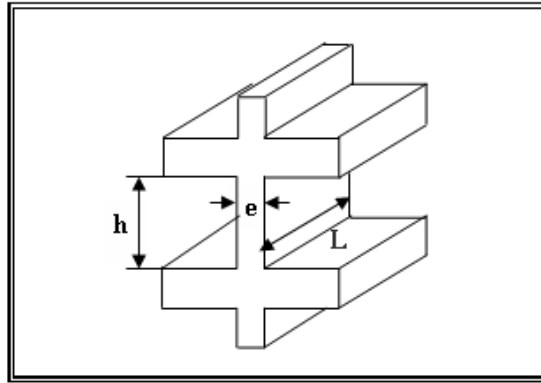
$L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. 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 10. 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 8.

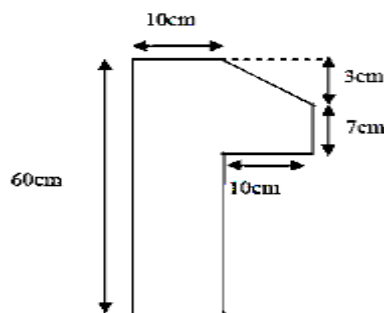
**Tableau 8. Prédimensionnement des voiles**

	h (cm)	h <sub>e</sub> (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
<b>RDC – Etage courant</b>	306	286	14.3	20

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 20 cm.

## 6. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 11).



**Figure 11. 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.

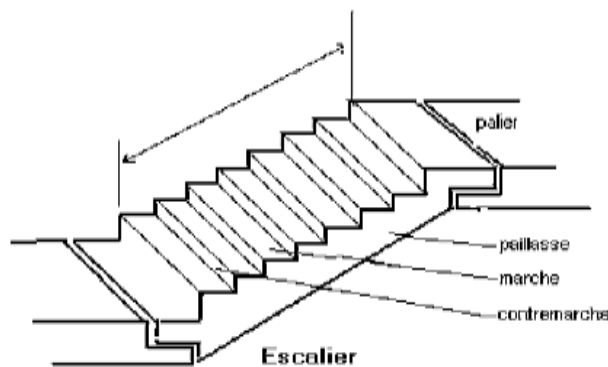
Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

**Tableau 9. Charges de la dalle pleine du balcon**

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
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			<b>G = 5,24 kN/m<sup>2</sup></b>
Charge d'exploitation			<b>Q = 3,5 kN/m<sup>2</sup></b>

## 8. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par les ascenseurs. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 12).



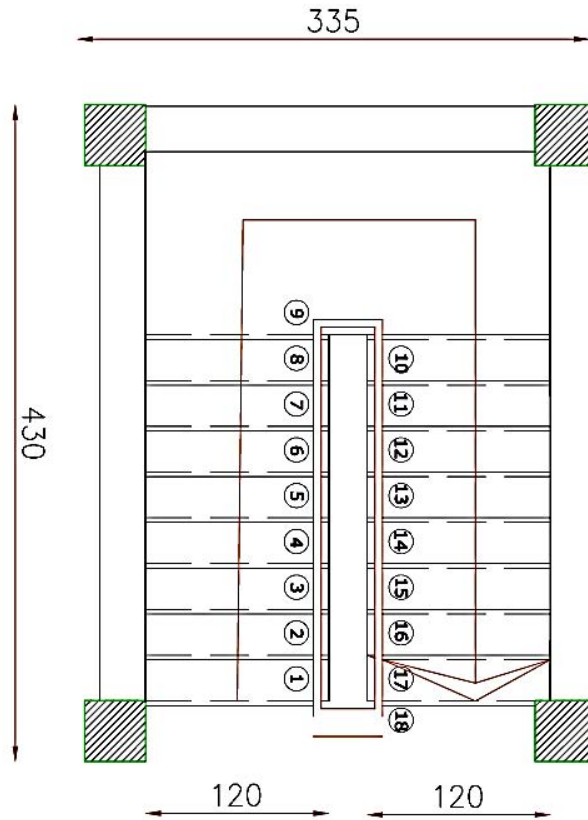
**Figure 12. Eléments composants d'un escalier**

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements .....).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés à côté de l'ascenseur.

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 10. Caractéristiques de l'escaliers**

	<b>RDC - Etage courant</b>
<b>h<sub>e</sub> (m)</b>	3,06
<b>N contre marches</b>	18
<b>N contre marches volée 1</b>	9
<b>N contre marches volée 2</b>	9
<b>h<sub>volée1</sub>(m)</b>	1,53
<b>h<sub>volée2</sub> (m)</b>	1,53
<b>l<sub>volée1</sub> (m)</b>	1,50
<b>l<sub>volée2</sub> (m)</b>	1,50

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

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

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 :

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

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

Le choix de l'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) qui est identique à celui du palier est de 12 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 11 et 12.

**Tableau 11. Charges de la dalle pleine du palier**

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
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
<b>Charge permanente</b>			<b>G = 5,53 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q = 2,5 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau 12. Charges de la dalle pleine de la paillasse**

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
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	0,12/Cos29,54	3,45
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
<b>Charge permanente</b>			<b>G = 6,95 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q = 2,50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

## 9. Conclusion

Il est clair que le prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon et l'acrotère.

## Chapitre III

# **C**alcul des éléments secondaires

---

## CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

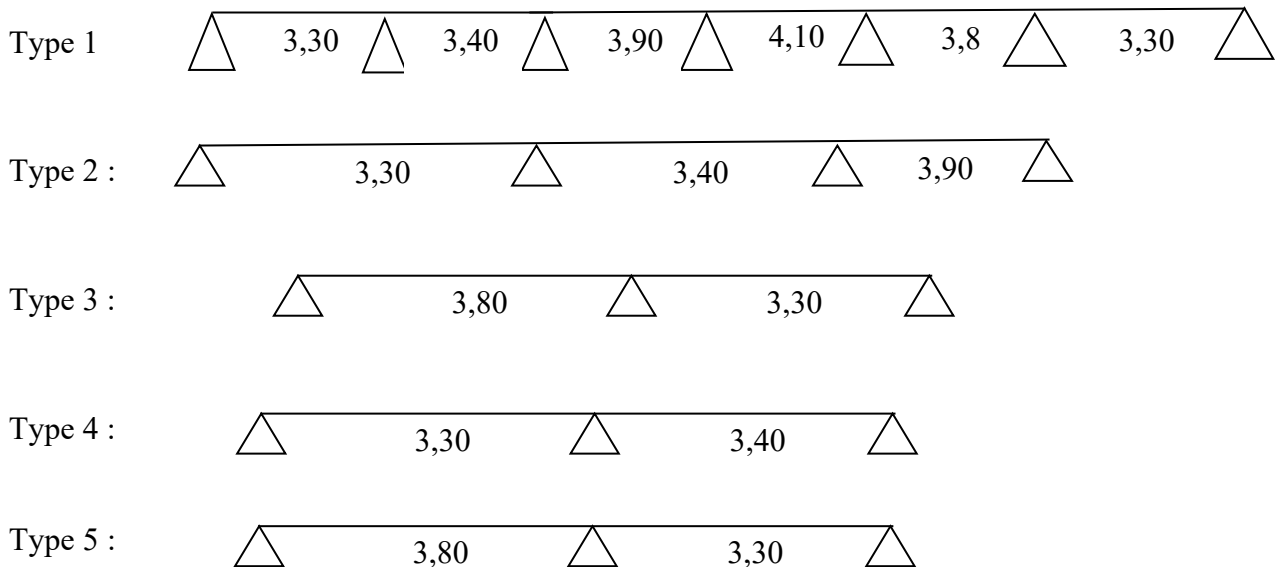
### 1. Plancher à corps creux

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.

#### 1.1 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 6 types de solives (Figure 14).

##### Etage courant



##### Terrasse

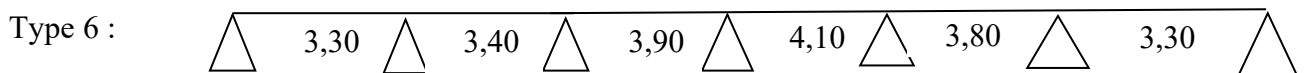


Figure 14. Différents types de poutrelles

#### 1.2 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
  - c)  $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

d) 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.

### 1.3 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 6 types de poutrelles pour le plancher étage coutant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

**Tableau 13. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle**

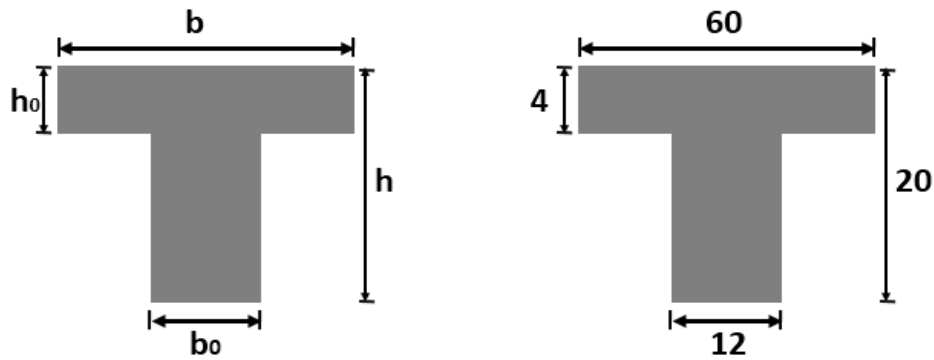
Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-8,2	-5,92	12,76	9,22	18,62	13,44
2	Etage courant	-8,63	-6,24	12,41	8,96	19,48	14,07
3	Etage courant	-9,83	-7,10	10,96	7,92	19,84	14,33
4	Etage courant	-7,87	-5,69	8,77	6,34	17,75	12,82
5	Etage courant	-9,83	-7,10	10,96	7,92	19,84	14,33
6	Terrasse	-8,49	-6,19	12,85	9,37	19,67	14,06

### 1.4 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 14. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 15.

**Tableau 14. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage**

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-9,83	12,85	19,84
ELS	-7,10	9,37	



**Figure 15. Section transversale de ferrailage de la poutrelle**

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 15 suivant :

**Tableau 15. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles**

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	1 HA12 +1 HA10	2 Ø 6
En travée	3 HA10	2 Ø 6

### 1.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) :  $M_{t\max}^u = 12,85 \text{ kN.m}$

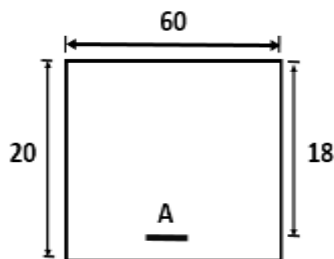
#### Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

Avec

$M_T$  : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t\max}^u = 12,85 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$  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 16).



**Figure 16. Section de ferrailage**

#### Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12850}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0465$$

$\mu = 0,0242 < \mu_1 = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000\xi_s > 1000\xi_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

### Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t \max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12850}{348 \times 0,988 \times 18} = 2,08 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

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

### Choix des armatures

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

### Etat limite de service (ELS) : $M_{t \max}^s = 9,37 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{t \max}^u}{M_{t \max}^s} = \frac{12,85}{9,37} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

### Calcul des armatures transversales

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

$$T_{\text{max}}^u = 19,84 \text{ kN}$$

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

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

Avec :

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

$$T_{\text{max}}^u = 19,84 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

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 :

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

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} \left[ 19840 + \frac{-12850}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,54 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{19840}{12 \times 18 \times 100} = 0,91 \text{ MPa}$$

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

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

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 :

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

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

### Espacement des armatures transversales

$\delta_t$  : L'espacement entre les armatures transversales.

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

Donc,

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

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

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

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

## 1.6 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 :  $L_n \leq 50$  cm  $A_1 = \frac{200}{f_e}$  ( $L_n$  en cm)
- Si :  $50 \leq L_n \leq 80$  cm  $A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e}$  ( $L_n$  en cm)

Avec :

$L_n$  : Distance entre axe des poutrelles ( $L_n=60$  cm).

$A_1$  : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et  $A_2$  : Diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \text{ et } f_c = 400 \text{ MPa}$$

### Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \text{ Choix : } 5T6 \quad A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

### Armatures parallèles aux poutrelles

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

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

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 17).

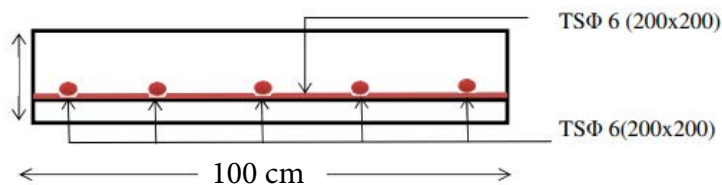


Figure 17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

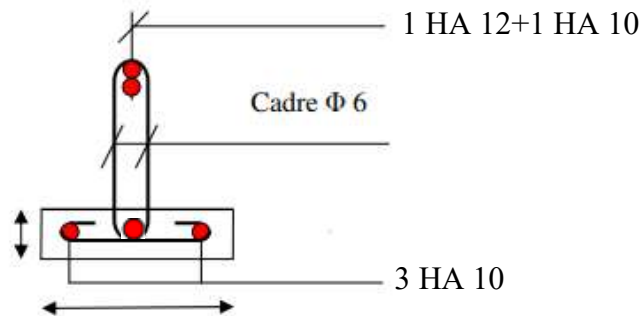


Figure 18. Ferrailage de la poutrelle

## 2. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$ , petite portée  $l_x$ , épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

### 2.1 Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend de la valeur  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Pour  $\rho < 0,4$  ; Les dalles portent dans un seul sens.

Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; Les dalles portent selon les deux directions.

Suivant notre étude sur le programme Socotec, on suit les étapes suivantes :

#### Dimension de la dalle :

Dimensions

Longueur  $l_x$  : a 3.8 m  $l_y$  : b 3.8 m

Épaisseur : ep 0.15 m

Matériau

Module d'Young : E 21 000 MPa

Coefficient Poisson : nu 0.25

Calcul ferrillage à RELS  ELS

Enrobage d'armatures : c 0.02 m

Contrainte d'adm. en traction : fcd 543 MPa

#### Dimension de l'ouverture :

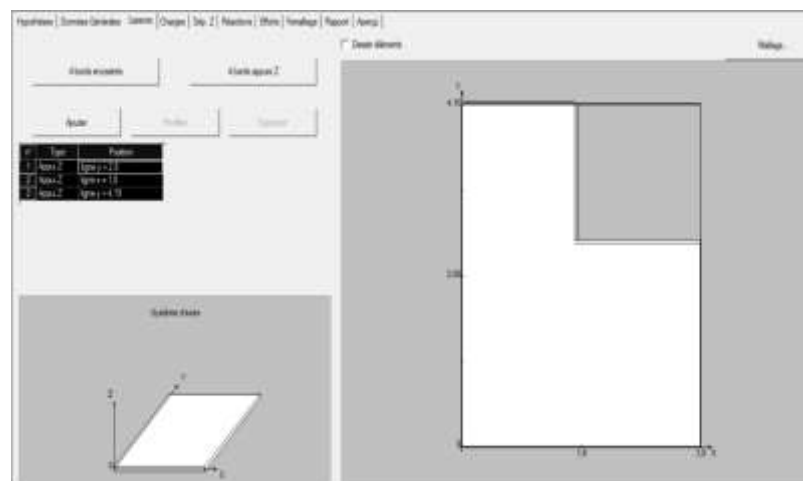
Ouvertures

Ajouter

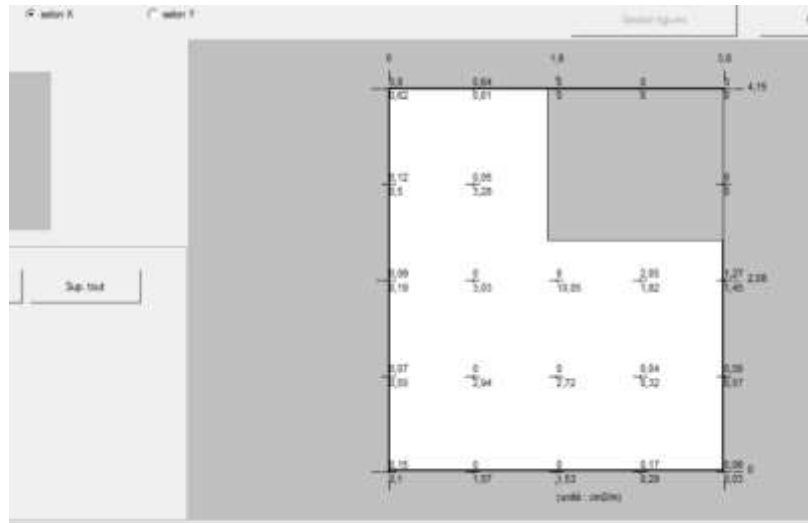
Supprimer

n°	x1	y1	Lx	Ly
1	1.80	2.50	2.00	1.65

#### Les données de la liaison :







**Suivant (X) :**

**En appuis :**

$A_{cal}=1,45 \text{ cm}^2$  (suivant la figure)

**Choix des armatures**

$4T8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**En travée :**

$A_{cal}=10,05 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures**

$10T12 \rightarrow A_t = 11,31 \text{ cm}^2$

**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 19 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 16.

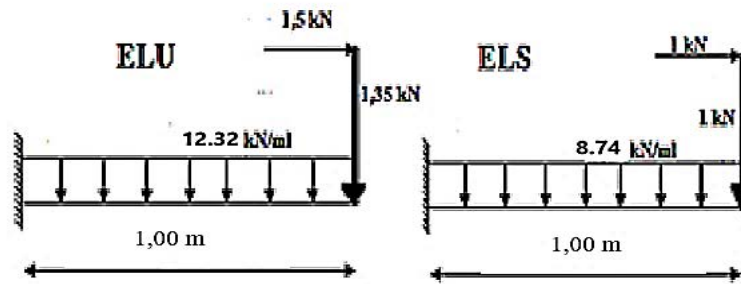


Figure 19. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 16. 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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Choix : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm (Figure 28).

Armatures de répartition :

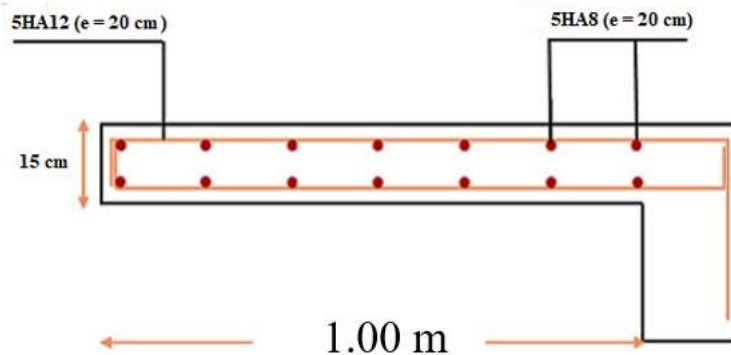
$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3,27}{4} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,21 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2,5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

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.

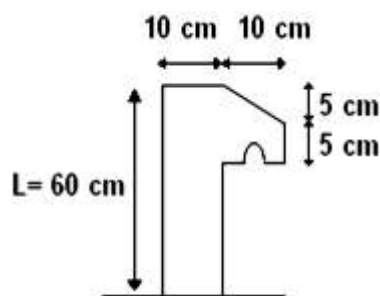


**Figure 20. Schéma de ferrailage du balcon**

#### 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 21).



**Figure 21. 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 17.

**Tableau 17. Charges d'acrotère**

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,069	0,069 x 25=1,725	0,015x 1,47 x 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.

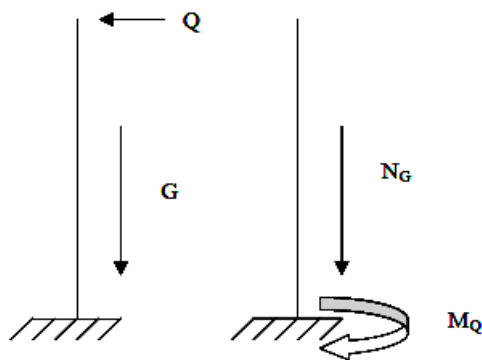
$$F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 22.02) \times 2.125 = 0.551 \text{ kN}$$

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 22 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 18.



**Figure 22. Schéma statique de l'acrotère**

**Tableau 18. 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  $M_1 = N' \cdot \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,812 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$y_2$  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 :

$$Y_{2.1} = a \cos (\varphi / 3) = 43,17 \text{ cm}$$

---

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

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

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

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

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

Contrainte du béton

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

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

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

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

Contrainte de l'acier

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

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

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

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

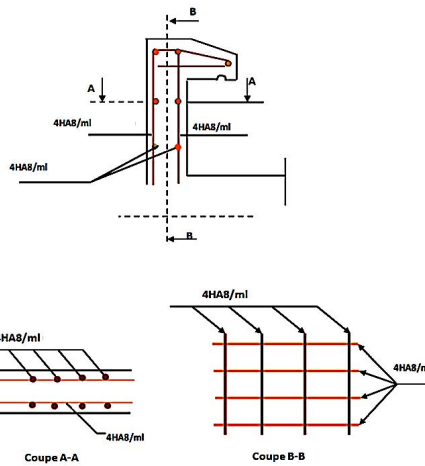
Fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

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

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



**Figure 23. 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.

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

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

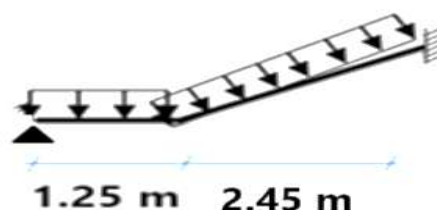
$$\text{ELS } q_{\text{palier}} = 5,53 + 2,5 = 8,03 \text{ kN/m}$$

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

### 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 13).

#### 5.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier



**Figure 24. Dimensions de l'escalier**

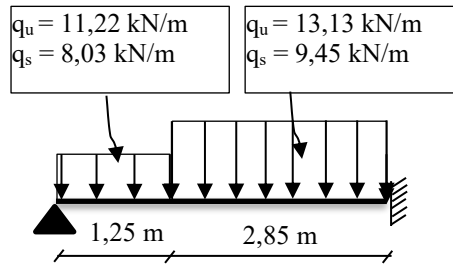
Les dimensions utilisées de l'escalier du sont schématisées sur la Figure 24 et leurs schémas statiques sont illustrées sur la Figure 25 et ainsi le calcul des autres paramètres de l'escalier sont citées ci-dessous.

Epaisseur de la paillasse et du palier :  $e_0 = 12$  cm (pré dimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée 1 ( $L_1$  paillasse) :

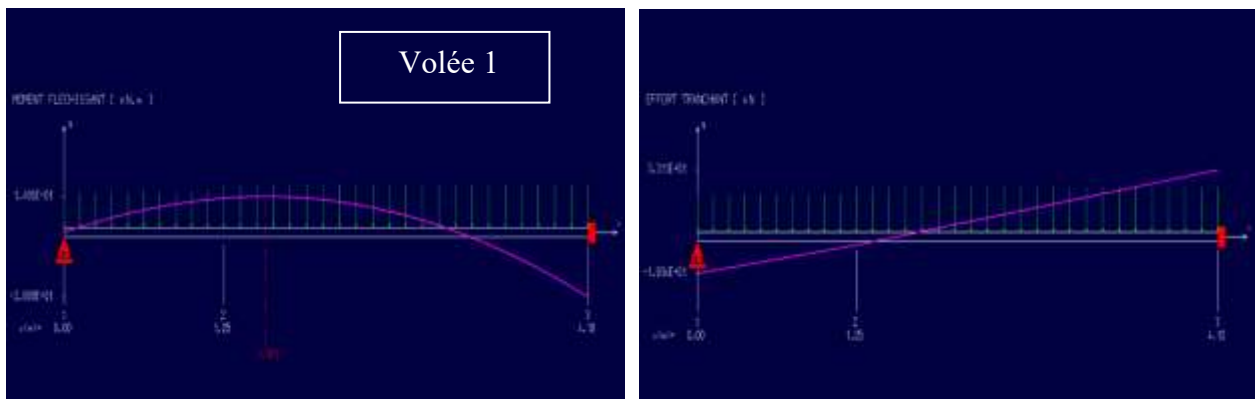
$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

**Volée 1**

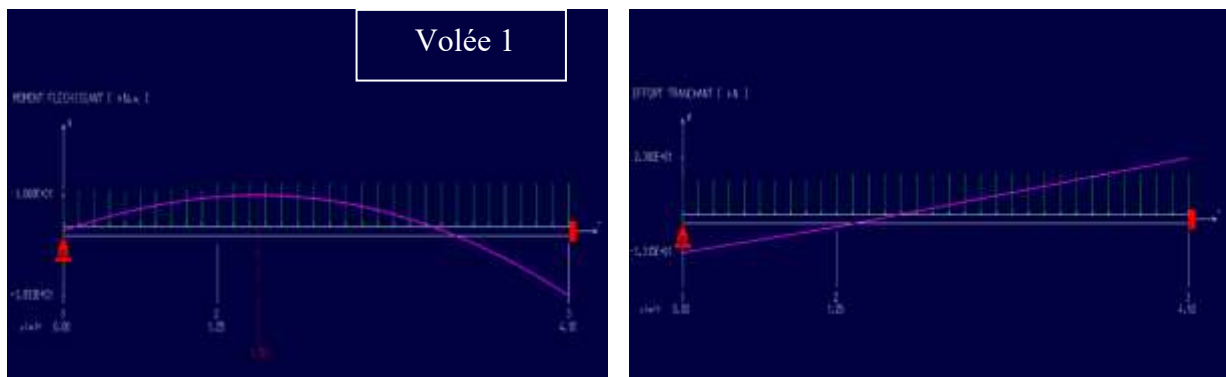


**Figure 25. Schéma statique de l'escalier**

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés 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 26 et 27).



**Figure 26. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU**



**Figure 27. 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 19 pour ELU et dans le Tableau 20 pour l'ELS.

**Tableau 19.  $M_{\max}$  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	33,11	-26,88	14,86

**Tableau 20.  $M_{\max}$  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	23,82	-19,33	10,68

**Volée 1 :**

**En travée**

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14860}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,090 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,090}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,118 = 0,953$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{14860}{0,953 \cdot 10,8 \cdot 348} = 4,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = \max(4,15 ; 1,304) \text{ cm}^2 = 4,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

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

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

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

**Vérification ELS**

$$M_u = 14860 \text{ N.m}$$

$$M_s = 10680 \text{ N.m}$$

---

$$\gamma = \frac{14860}{10680} = 1,39$$

$$\alpha = 0,184 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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 :

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

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

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

$$M_{u \max} = 12120 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14860 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,0238 \text{ cm}$$

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

$$f = 0,0238 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### En appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{26880}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,162 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

$$\alpha = 0,222; \beta = 0,911$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{26880}{0,911 \cdot 10,8 \cdot 348} = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(7,85; 1,304) \text{ cm}^2 = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 7 \text{ HA } 12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$e = 14,29 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### Vérification ELS

$$M_u = 26880 \text{ N.m}$$

$$M_s = 19330 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{26880}{19330} = 1,39$$

$$\alpha = 0,184 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

### Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{19330 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,031 \text{ cm}$$

$f = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

### Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :  $\bar{\tau}_u = \left( \min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 33,11 \text{ KN}$$

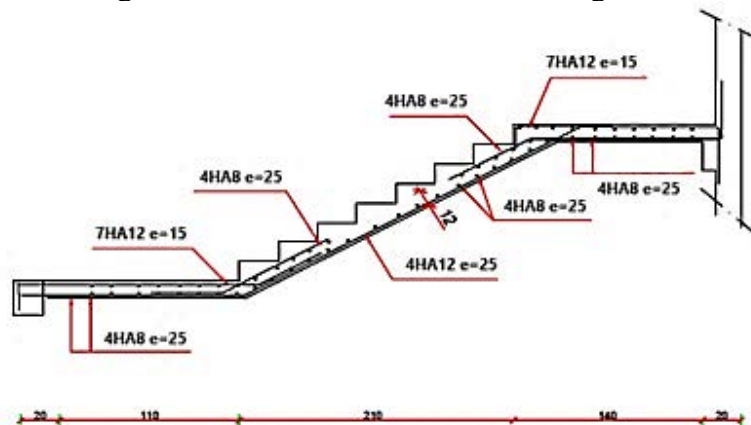
$$\bar{\tau}_u = \frac{33110}{1000 \cdot 108} = 0,307 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

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 21.

**Tableau 21. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol**

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm <sup>2</sup> )	Armatures de répartition (cm <sup>2</sup> )	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 2	En appui	7HA12 (7,92 cm <sup>2</sup> )	4 HA8 (2,01 cm <sup>2</sup> )	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	4 HA12 (4,52 cm <sup>2</sup> )	4 HA8 (2,01 cm <sup>2</sup> )		

Les croquis du ferrailage des escaliers schématisés sur la Figures 28.



**Figure 28. Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier**

## 6. Conclusion

Ce chapitre a exposé en détail le calcul des différents éléments secondaires composant la structure de l'édifice et ainsi une étude détaillée avec ferrailage du plancher à corps creux et à dalle pleine a été réalisée. L'étude et le ferrailage du balcon, de l'acrotère et des trois types d'escaliers assurant la circulation verticale a été détaillée dans ce chapitre.

A decorative scroll graphic with a dashed border and three grey circular fasteners at the corners. The text is centered within the scroll.

Chapitre IV

**E**tude dynamique

---

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

### 1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents. L'étude parasismique considère que les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher et que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte et que les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Selon RPA 2024 , les forces sismiques peuvent être déterminées par la méthode statique équivalente, par la méthode d'analyse modale spectrale ou par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### 2. Étude dynamique

#### 2.1 Objectif de l'étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Ce qui permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

#### 2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

---

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

### **2.3 Modélisation de la structure**

La modélisation est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

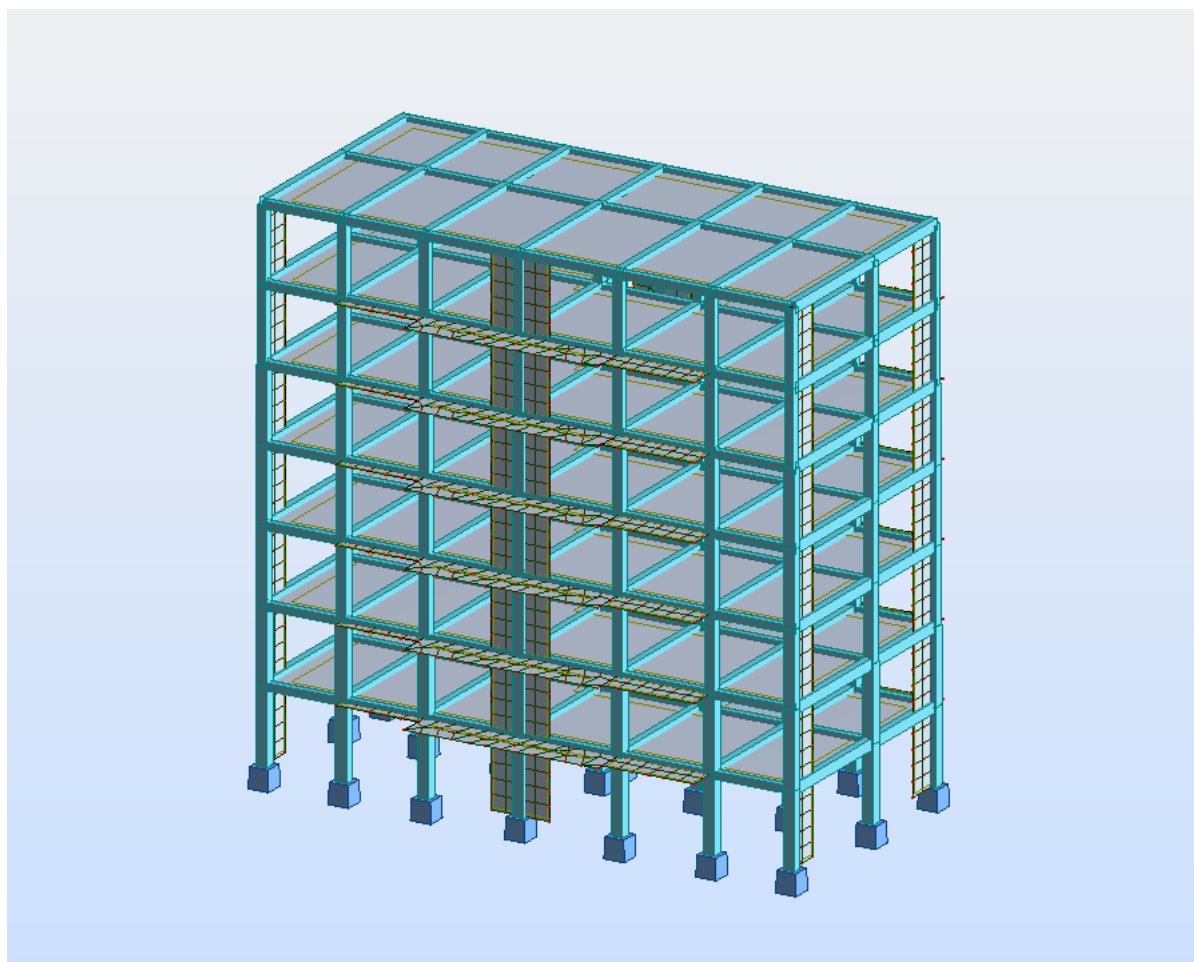
Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

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

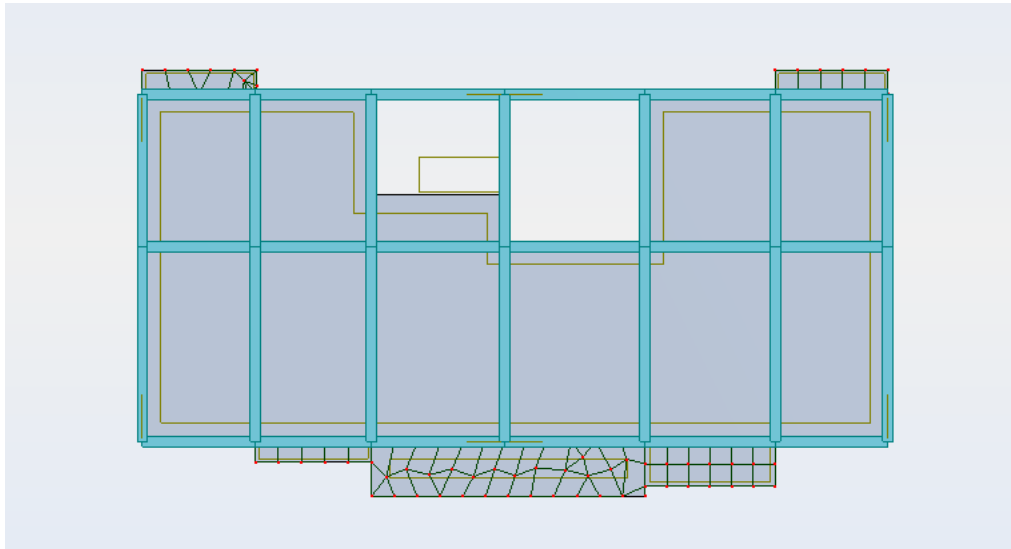
- 
- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
  - Introduction du spectre de réponse en introduisant les paramètres de base et sismiques correspondants à la structure
  - Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
  - Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
  - Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2014 est représentée sur la Figure 29.



**Figure 29. Modèle 3D de la structure**

La coupe en plan de la structure (Figure 30) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisis.



**Figure 30. 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 22. 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 :

Avec :

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

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.

**Tableau 23. Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère (q)	$P_q$
<b>1. Régularité en plan</b>	0
<b>2. Régularité en élévation</b>	0
<b>3. Condition minimales sur le nombre étage</b>	0
<b>4. Condition minimales sur les travées</b>	0,10
	0.10

$$Q_F = 1,10$$

#### 5. Choix de la méthode de calcul

##### Méthodes dynamiques

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

---

## 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

#### 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 =  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

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  $(0.25g)$ .

## 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 :

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

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

## 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 :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.  $h_n=21,42$  m

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

$$\mathbf{T = 0,497 \text{ s}}$$

#### 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 24 montre la vérification de la période.

**Tableau 24. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique**

<b>T</b> [s]	<b>1,3T</b> [s]	<b>T<sub>xmod</sub></b> [s]	<b>Condition</b> <b>du RPA</b>
0,50	0,64	0,90	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend  $T_0 = 0.64$  s

Les périodes  $T_1$  et  $T_2$  sont données par le tableau 25 ci-dessous.

**Tableau 25. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique**

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

Avec :

$T_1$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site.  $T_1 = 0,15$  s (Site  $S_3$ ).

$T_2$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site.  $T_2 = 0,60$  s (Site  $S_3$ ).

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

Donc : A.I.S.  $\left[2.5 \frac{Q_F}{R}\right]$  car :  $T_1 \leq T \leq T_2$

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

I : coefficient d'importance , pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10)  $I = 1.00$

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

### 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 2014 le poids total de la structure est :  $W = 16229,6274$  KN

### 7.1.3 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

$$V_x = V_y = 3\,522.698 \text{ KN}$$

### 7.2 Vérification du taux de participation modale

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

**Tableau 26. Taux de participation modale**

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,90	73,03	0,05	73,03	0,05
5/ 2	0,81	0,01	73,46	73,04	73,51
5/ 3	0,65	1,58	1,43	74,62	74,94
5/ 4	0,26	12,97	0,01	87,59	74,94
5/ 5	0,23	0,00	12,91	87,59	87,86
5/ 6	0,18	0,10	0,12	87,69	87,97
5/ 7	0,13	5,36	0,00	93,05	87,97
5/ 8	0,11	0,00	5,17	93,05	93,14
5/ 9	0,09	0,03	0,00	93,08	93,14
5/ 10	0,07	2,62	0,00	95,70	93,14

### 7.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la 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  $V_t < 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0,8 V/V_t$ .

Le Tableau 27 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

**Tableau 27. Vérification de l'effort tranchant à la base**

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	2 890,99	/
$V_t(y)$	/	3 358,83
$V(x)$	3 522,698	/
$V(y)$	/	3 522,698
$\frac{V_t}{V}$	0,82	0,95
<b>Coefficient de majoration</b>	PAS DE MAJ	PAS DE MAJ

## 8. Vérification de la Structure

### 8.1 Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.

---

Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns

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

où:

- G: charges permanentes
- Q: charges d'exploitation, non pondérées

et:

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

## 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 :

$$Sd \leq Rd$$

où:

Sd : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2<sup>o</sup> ordre.

Rd : 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 se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale. Les poids de la fondation et du sol, au-

dessus, sont ajoutés à ces charges verticales. Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême. Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

### 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 :

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

### 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 :

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

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

**Tableau 28. Vérification des déformations**

Niveaux	h (mm)	$\delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{eky}$ (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 $\Delta_{ky} < 0,01h$
6 étage	3060	55,61	52,74	194,64	184,60	26,45	29,73	30,6	Vérifiée	Vérifiée
5 étage	3060	48,05	44,25	168,19	154,87	27,54	29,33	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4 étage	3060	40,18	35,87	140,65	125,54	27,43	27,94	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3 étage	3060	32,35	27,89	113,22	97,60	27,28	26,27	30,6	Vérifiée	Vérifiée
2 étage	3060	24,55	20,38	85,94	71,33	25,86	23,51	30,6	Vérifiée	Vérifiée
1 étage	3060	17,17	13,66	60,08	47,82	23,93	20,02	30,6	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3060	10,33	7,94	36,15	27,80	25,34	20,00	30,6	Vérifiée	Vérifiée

### 8.7 Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$ .

Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : 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'.

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$  : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 29 dans le sens xx et 30 dans le sens yy confirment que les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés dans la structure étudiée.

**Tableau 29. Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens XX**

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Theta_x$	OBS
6 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-2077,77	724,04	1,40238	0,013151618	Vérifiée
5 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-4361,34	1330,41	2,04474	0,021905396	Vérifiée
4 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-6641,93	1821,46	2,37864	0,028345358	Vérifiée
3 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-8922,52	2223,48	2,69028	0,035280145	Vérifiée
2 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-11203,1	2543,95	2,85246	0,041051418	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3,06	-13483,7	2774,26	2,78886	0,044296275	Vérifiée
RDC	3,06	-15915,8	2890,99	2,10516	0,037874454	Vérifiée

**Tableau 30. Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens YY**

Niveaux	h (mm)	P (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$\Theta_y$	OBS
6 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-2077,77	816,76	1,29426	0,01076	Vérifiée
5 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-4361,34	1537,44	1,56138	0,01447	Vérifiée
4 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-6641,93	2131,16	1,8762	0,01911	Vérifiée
3 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-8922,52	2616	2,13696	0,02382	Vérifiée
2 <sup>-ème</sup> étage	3,06	-11203,1	2987,39	2,2578	0,02767	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3,06	-13483,7	3242,33	2,1465	0,02917	Vérifiée
RDC	3,06	-15915,8	3358,82	1,52004	0,02354	Vérifiée

### 8.7.1 Vérification de la classification du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles" avec  $R = 4,5$ . Le 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. Cette vérification est vérifiée selon le tableau 31 ci-dessous.

**Tableau 31. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portées par les voiles**

<b>Efforts Tranchants à la base</b>	<b>FX [kN]</b>	<b>FY [kN]</b>
$V_{voiles(x)}$	1902,592	/
$V_{voiles(y)}$	/	2037,969
$V(x)$	3 522,698	/
$V(y)$	/	3 522,698
$\frac{V_{voiles}}{V}$	0.54	0.58

## 9. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment et en respectant un ensemble de règles dictées par le RPA 2024, et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

## Chapitre V

# **E**tude des éléments structuraux

---

# CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## 1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux, et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales afin de les transmettre vers la fondation qui, à son tour les transmet au sol.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, il a été utilisé le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professionnal 2014), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé BAEL 91 et le RPA 2024.

## 2. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 2024 pour la vérification.

### 2.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

#### Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $60 \phi$  (zone V).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

#### 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:

$$ELU : 1,35 G + 1,5 Q$$

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 2014 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 32 ci-dessous.

**Tableau 32. Sollicitations de calcul maximales des poutres**

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
<b>E.L.U :</b>	Moment en travée $M_t$	67.31	14.34
	Moment en appui $M_a$	-121.25	-24.02
<b>E.L.S :</b>	Moment en travée $M_t$	49.15	10.37
	Moment en appui $M_a$	-87.89	-17.31
<b>A.C.C :</b>	Moment negative M	-251.29	-122.58
	Moment positive M	229.98	113.19

Le Tableau 33 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans les Figures 31 et 32.

**Tableau 33. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres**

Désignation	A calculée (cm <sup>2</sup> )		A <sub>min</sub> (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix	
	A <sub>t</sub>	A <sub>a</sub>			En travée	En appui
<b>Poutre Principale</b>	16.67	18.92	1,63	7,5	8 HA 16 + 2HA12	8 HA 16 + 2 HA14
<b>Poutre Secondaire</b>	7.7	8.4	1,30	6	6HA14	6HA14

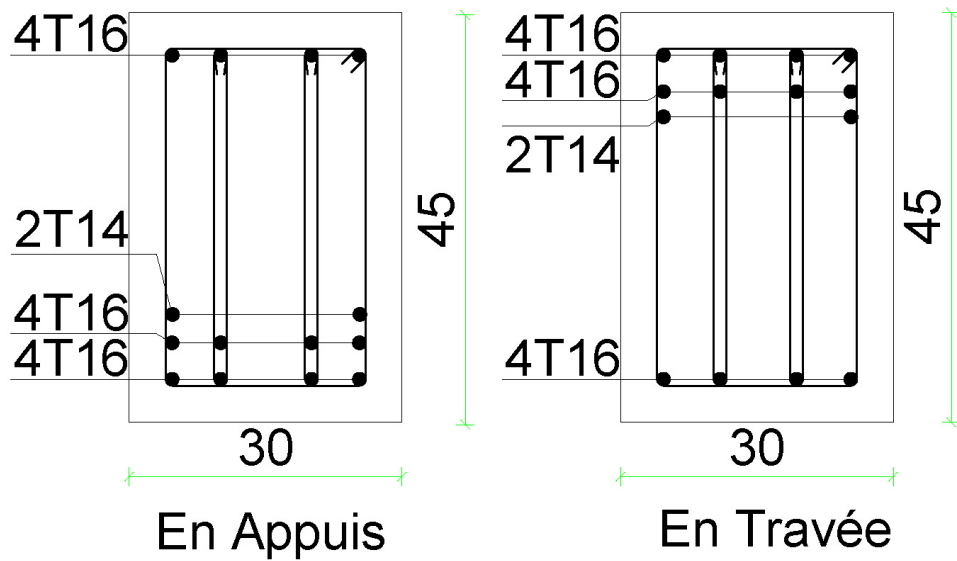


Figure 31. Croquis de ferrailage de la poutre principale

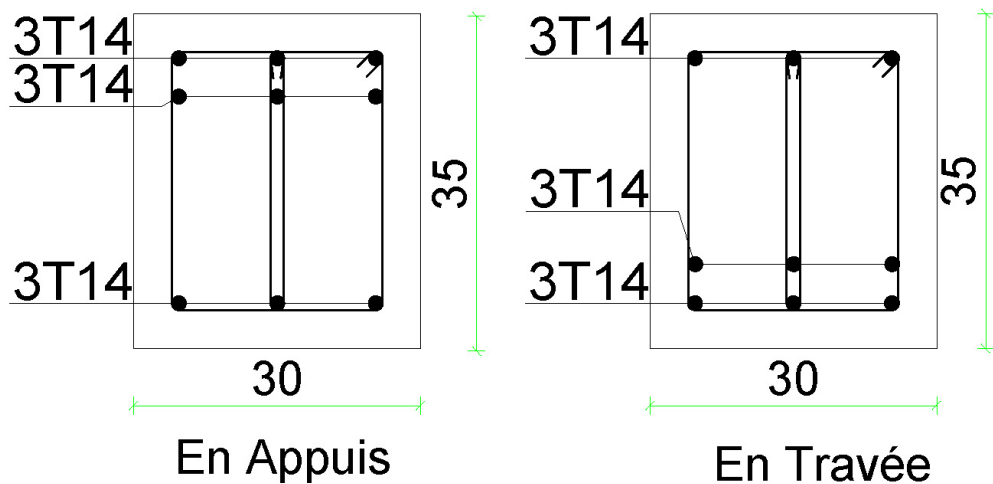


Figure 32. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

### 2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 67,31 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{67310}{12,47 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,109 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,134; \beta = 0,946 \text{ et } A_s = \frac{67310}{348 \cdot 0,946 \cdot 40,5} = 5,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,70 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0,5\%bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

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

$$M_{\text{ser}} = 49,15 \text{ kN.m}$$

---

$\alpha_{ab} = 0.527$ ; Axe neutre  $\bar{y}_1 = 0.2479$  m ; Bras de levier  $\bar{Z}_1 = 0.387$  m

Moment limite de service  $\bar{M}_1 : \bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left( d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = 0.216$

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

$A_s = 8,1$  cm<sup>2</sup>

Les conditions sont vérifiées maintenant

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

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

Section adoptée :  $A_s = \max (6.18$  cm<sup>2</sup>;  $8,1$  cm<sup>2</sup>;  $1,70$  cm<sup>2</sup>;  $7,5$  cm<sup>2</sup>) =  $8,1$  cm<sup>2</sup>

Choix : 6HA14 avec  $A_s = 9,24$  cm<sup>2</sup>

Armatures transversales

$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \min \right) = \min (1,42; 3; 1.4)$  On choisit HA8.

La longueur minimale de recouvrement est de  $60 \Phi$  (zone V)

$\Phi = 1,4$  cm  $\rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56$  cm, alors on adopte :  $L_r = 60$  cm.

L'espace des armatures transversales

En zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi_l \min \right) = 12,5$  cm. On choisit  $S_t = 10$  cm

En zone courante  $S_t \leq \frac{h}{2} = 25$  cm On choisit  $S_t = 20$  cm.

### 3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens ( $M_y$  et  $M_z$ ), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

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

Ferrailage 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  $60 \phi$  (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 :

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

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

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

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

La valeur de  $\rho_a$  est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  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 :  $t \leq \min ( b/3, 10\text{cm}, 60\phi_l )$  ( zone V)

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

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

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

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum de  $10 \phi_t$ .

### 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:

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

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

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

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

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2014 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 34 ci-dessous.

**Tableau 34. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux**

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations en kN
45 x 45 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_x \max = 470,58 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 13,47 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -17,09 \text{ kN.m}$ $M_y \max = 27,95 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -4,81 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 79,00 \text{ kN}$ $M_z \max = 50,32 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -9,94 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 869,54 \text{ kN.m}$
	ELS	$N_x \max = 869,64 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 9,77 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -12,51 \text{ kN.m}$ $M_y \max = 20,29 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -3,55 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 582,91 \text{ kN}$ $M_z \max = 36,49 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -7,17 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 633,06 \text{ kN}$
	ACC +	$N_x \max = 373,33 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 76,54 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = 11,83 \text{ kN}$ $M_y \max = 76,54 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 11,83 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 373,33 \text{ kN}$ $M_z \max = 49,09 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = 69,67 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 485,62 \text{ kN}$
	ACC -	$N_x \max = -358,87 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -59,35 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = -26,48 \text{ kN}$ $M_y \max = -59,35 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -26,48 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = -358,87 \text{ kN}$ $M_z \max = -46,55 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -26,96 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = -208,30 \text{ kN}$
40 x 40 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_x \max = 415,08 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -12,56 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 24,33 \text{ kN.m}$ $M_y \max = -15,62 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = -40,49 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 404,75 \text{ kN.m}$ $M_z \max = -49,17 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -14,26 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 227,09 \text{ kN.m}$
	ELS	$N_x \max = 336,49 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -9,10 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 17,81 \text{ kN.m}$ $M_y \max = -11,24 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -29,45 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 352,82 \text{ kN}$ $M_z \max = -35,68 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -10,30 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 311,30 \text{ kN}$
	ACC +	$N_x \max = 332,67 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 229,42 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = 24,16 \text{ kN}$ $M_y \max = 29,42 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 24,16 \text{ kN}; N_x \text{ corr} = 332,67 \text{ kN}$ $M_z \max = 44,03 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = 59,68 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 293,34 \text{ kN}$
	ACC -	$N_x \max = -760,18 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -223,20 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = -123,56 \text{ kN}$ $M_y \max = -223,20 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -123,56 \text{ kN}; N_x \text{ corr} = -760,18 \text{ kN}$ $M_z \max = -343,03 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -59,99 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = -70,77 \text{ kN}$
35 x 35 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_x \max = 353,47 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -15,03 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 22,08 \text{ kN.m}$ $M_y \max = -17,68 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = -89,51 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 132,99 \text{ kN.m}$ $M_z \max = -92,27 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -15,45 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 133,54 \text{ kN.m}$
	ELS	$N_x \max = 257,25 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -10,89 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 16,17 \text{ kN.m}$ $M_y \max = -12,75 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -65,32 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 97,46 \text{ kN}$ $M_z \max = -67,40 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -11,22 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 97,93 \text{ kN}$
	ACC +	$N_x \max = 305,22 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = 19,22 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = 57,22 \text{ kN}$ $M_y \max = 19,92 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = 75,12 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 117,67 \text{ kN}$ $M_z \max = 21,19 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = 56,31 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 95,28 \text{ kN}$
	ACC -	$N_x \max = -56,55 \text{ kN}; M_y \text{ corr} = -13,06 \text{ kN}; M_z \text{ corr} = -7,25 \text{ kN}$ $M_y \max = -14,06 \text{ kN.m}; M_z \text{ corr} = -6,25 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = -56,55 \text{ kN}$ $M_z \max = -27,57 \text{ kN.m}; M_y \text{ corr} = -8,67 \text{ kN.m}; N_x \text{ corr} = 31,08 \text{ kN}$

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 35 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans la Figure 34.

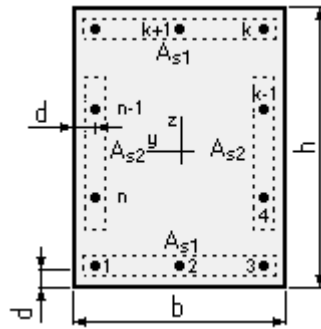


Figure 33. Section de ferrailage du poteau

Tableau 35. Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Dimensions des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )		A <sub>min</sub> (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix
	A <sub>s1</sub>	A <sub>s2</sub>			
45 x 45	7,48	3,92	2,73	20,25	12HA16
40 x 40	6,57	2,86	2,17	16	4HA16+8HA14
35 x 35	5,93	2,93	1,90	12,25	12HA14

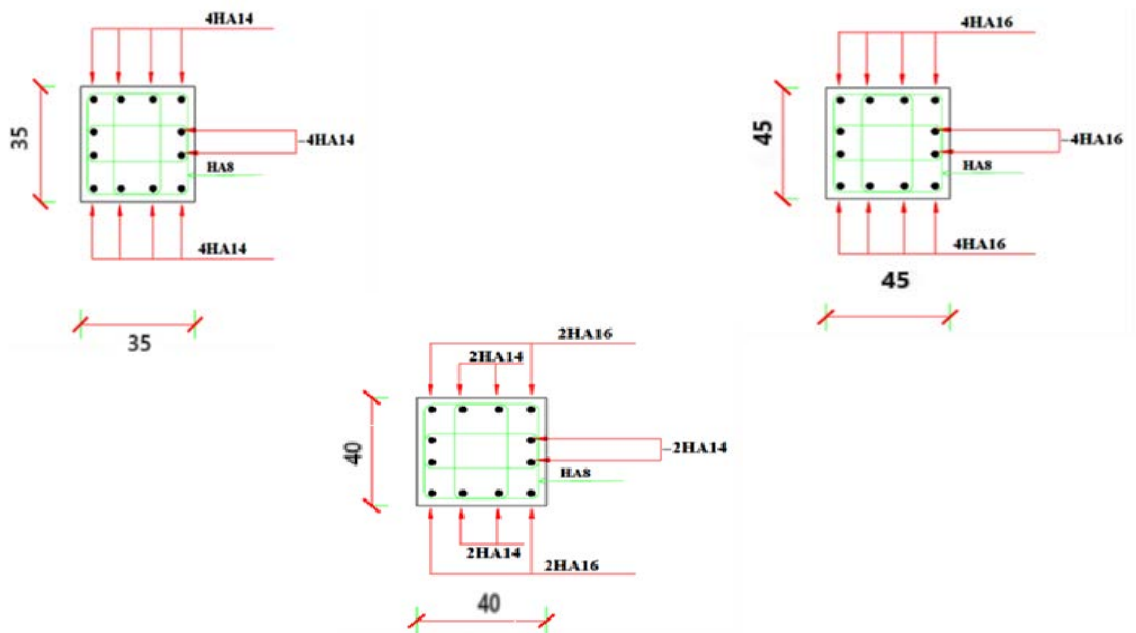


Figure 34. Croquis du ferrailage des poteaux

### 3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions 45 x 45 cm<sup>2</sup> du RDC (Figure 35), ayant les caractéristiques suivantes : S = 45 × 45 ; C = C' = 5 cm ; Acier Fe E400; d = 0,9h = 40.5 cm.

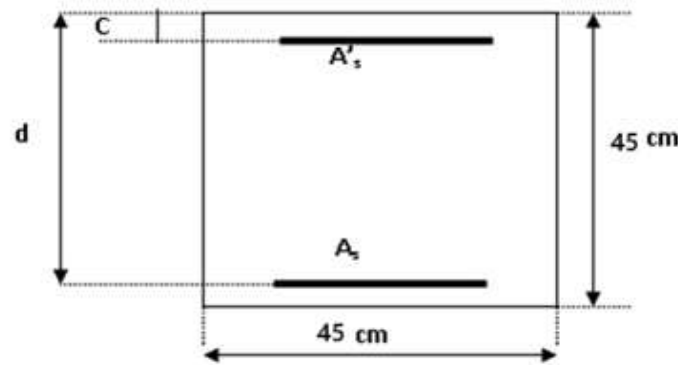


Figure 35. Coupe du poteau 45 x 45 cm<sup>2</sup>

$$N_{\text{Max}} = 869.54 \text{ kN}; \quad M_{y \text{ corr}} = 27.95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Position du point application de l'effort normal } N \text{ est } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27.95 \times 100}{869.54} = 3,21 \text{ cm} < \frac{h}{12}$$

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

$\frac{l_f}{h} = 5,71 \leq \max \left[ 15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15$ ; Le calcul de la section se fera en flexion composée par la majoration des sollicitations comme suit:

$$\begin{aligned} N' &= N \\ M' &= N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{aligned}$$

Excentricité additionnelle  $e_a = 2 \text{ cm}$  et l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset]$

$$e_2 = 1,7 \text{ cm}$$

Efforts majorés :  $N' = 869,54 \text{ kN}$  et  $M' = 60,08 \text{ kN.m}$

$$\text{Position du point d'application de l'effort } N': e_0 = \frac{M'}{N'} = 6,91 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

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

Moment par rapport au armatures les moins comprimées

$$M'_1 = M' + N' \left( d - \frac{h}{2} \right) = 401,902 \text{ kN.m} \text{ et } N'(d - c_1) - M'_1 = 255,882 \text{ kN.m}$$

$(0,337h - 081e_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'(d - c_1) - M'_1$ , d'où la section est partiellement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport au armatures tendues.

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = 454,400 \text{ kN.m}$$

**Vérification de l'existence de l'armature comprimée**  $\mu = 0,279 < \mu_L = 0,392$ , les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

### Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états

Moment limite :  $M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,392 \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 45^2 = 563,598 \text{ kN.m}$

Moment résiduel :  $\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = -161,696 \text{ kN.m}$

$\Delta M' = -161,696 \text{ KN.m} < 0,4M'_{11} = 160,761 \text{ kN.m}$

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

$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = 49,10 \text{ cm}^2$  et  $A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \cdot (d - \delta' d)} = \frac{-161696}{348 \cdot (45 - 0,111)} = -10,35 \text{ cm}^2$

$A' = 0$  et  $A_1 = A_{11} + A_{12} = 49,10$

En flexion composée  $A' = 0$  et  $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 1,84 \text{ cm}^2$

**Situation accidentelle (SA)**  $N = 1152,15 \text{ kN}$  et  $M = 23,02 \text{ kN.m}$

Position du point application de l'effort normal de traction N

$e_0 = \frac{M}{N} = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta' d = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm}$

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

Détermination des armatures:  $A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)}$  et  $A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1$

$A_1 = 6,96 \text{ cm}^2$  et  $A_2 = 7,84 \text{ cm}^2$

**Ferraillage minimal (BAEL)**  $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,717 \text{ cm}^2$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,84; 2,72) = 2,72 \text{ cm}^2$

### Conclusion

$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 6,96 \text{ cm}^2; 2,72)$

$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 7,84 \text{ cm}^2; 2,72)$

$A_{\text{sup}} = 6,96 \text{ cm}^2$  et  $A_{\text{inf}} = 10,34 \text{ cm}^2$

### Choix des armatures de ferraillage

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

---

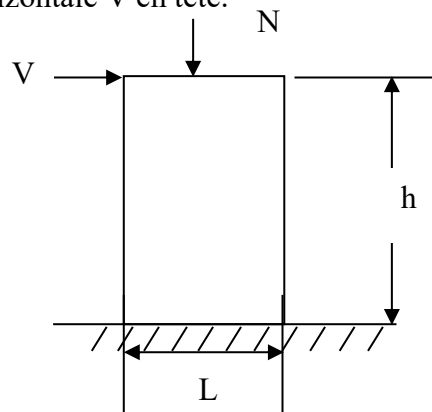
## 4. Etude des voiles

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 considérée 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  $\sigma_{\max}$  et minimales  $\sigma_{\min}$  du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnal 2014. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

#### 4.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

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

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

##### Armatures verticales

Selon l'article 7.7 du RPA 2024, Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur  $b_w$  de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### 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/m<sup>2</sup>.

(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 :

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

avec:

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

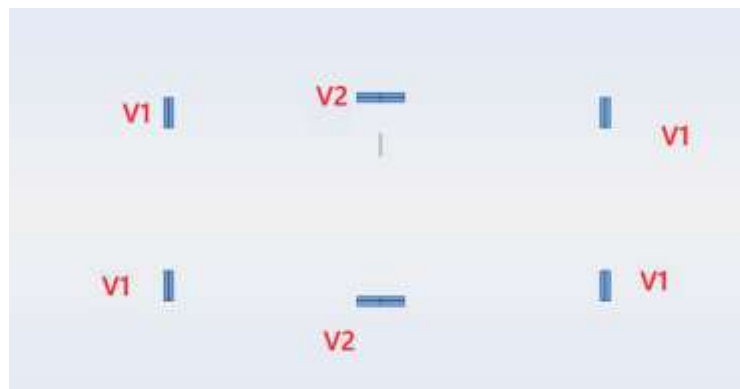
Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ( $50\phi_l$ ).

### 4.3 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.

ELU :  $1,35G + 1,5Q$ ; ELA :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$  et ELS :  $G + Q$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnel 2014 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 36.

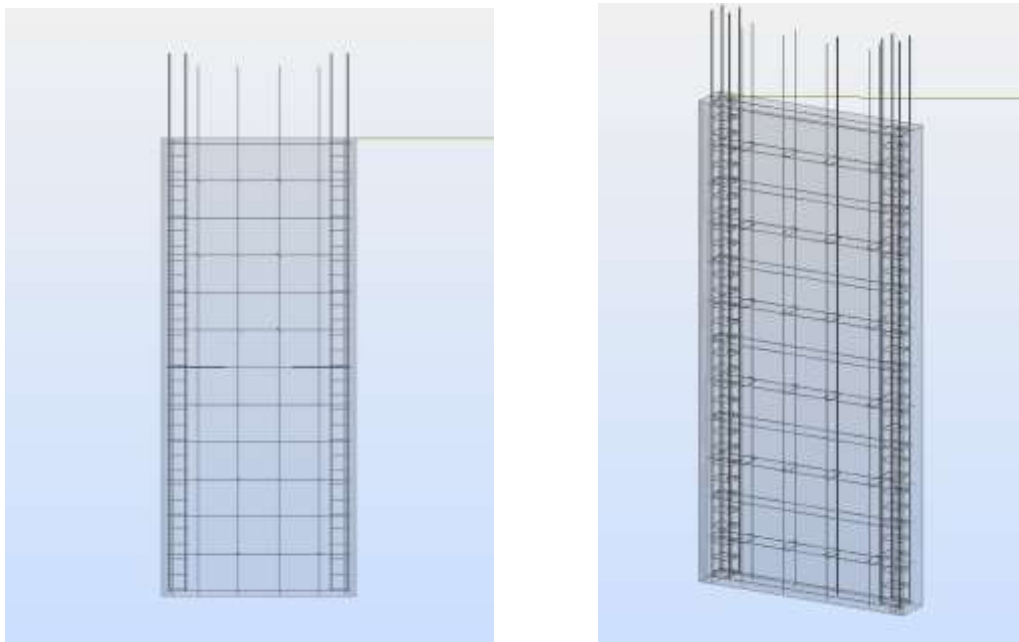
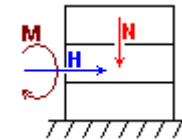


**Figure 37. Typologie des voiles étudiés**

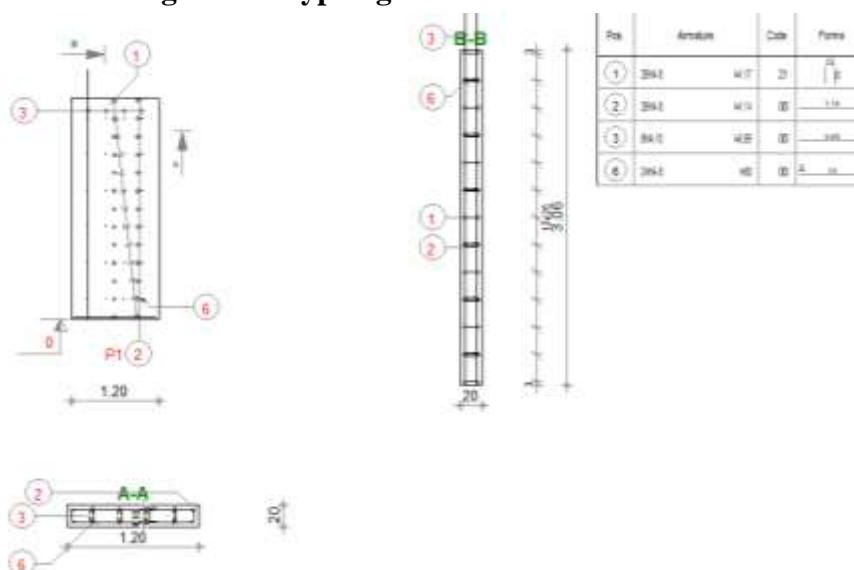
Nous allons procéder au ferrailage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2014. Le calcul se fait en flexion composée par cartographie on tire la section de ferrailage du sens X et sens Y

**Tableau 36. Effort de réduction agissants sur les voiles**

	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
1	ELU	ELU	825,63	40,74	-115,11
2	G+ψ.Q	ACC	557,46	28,14	-77,91
3	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	-523,32	-334,28	157,75
4	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	399,48	39,15	-105,22
5	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	715,85	16,97	-50,60
6	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	1638,64	390,40	-313,58
7	G+ψ.Q+Ey+0.3Ex	ACC	-1166,21	-647,01	391,64
8	G+ψ.Q+Ey-0.3Ex	ACC	-794,46	-541,64	329,13
9	G+ψ.Q-Ey+0.3Ex	ACC	1909,78	597,76	-484,95
10	G+ψ.Q-Ey-0.3Ex	ACC	2281,53	703,14	-547,46
11	G+ψ.Q+1.3Ex	ACC	-247,80	-200,25	57,52
12	G+ψ.Q-1.3Ex	ACC	1363,12	256,37	-213,34



**Figure 38. Typologie des voiles étudiés**



**Figure 39. Ferrailage de voile (robot structural analysis)**

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 39 et le Tableau 37 résume le ferrailage des voiles.

**Tableau 37. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale**

Type de voile	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	7 HA 10 (5,50 cm <sup>2</sup> )	10	10
V2	7 HA 10 (5,50 cm <sup>2</sup> )	10	10

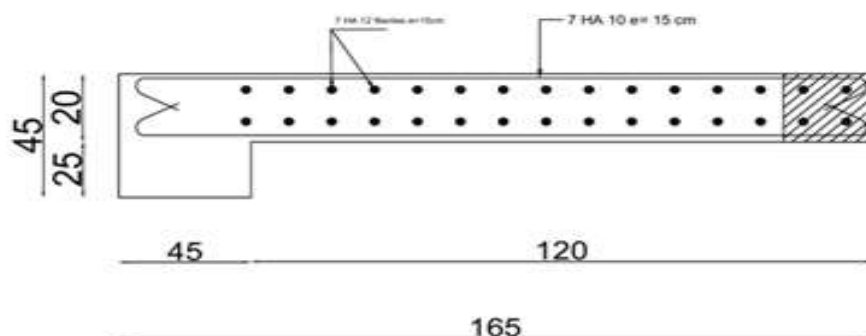
La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 2024). Il faut vérifier la condition

suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  avec la contrainte limite  $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$  et la contrainte de cisaillement  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times V_{u cal}}{b_0 d}$

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferrailage du RPA 2024, Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2% et le ferrailage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 38 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 40.

**Tableau 38. Tableau récapitulatif du ferrailage transversal**

Type de voile	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>Voile 1</b>	5 HA 10 (3,93)	20
<b>Voile 2</b>	5 HA 10 (3,93)	20



**Figure 40. Croquis du ferrailage des voiles**

A decorative scroll graphic with a dashed border and three grey circular fasteners at the corners. The text is centered within the scroll.

## Chapitre VI

# **E**tude de l'infrastructure

---

# CHAPITRE VI : EUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## 1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque par leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou le cas d'un radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol du projet montre que la contrainte admissible de sol est  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ .

## 2 Etude du radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante surmontée par des nervures dont le but est d'éviter le poinçonnement causé par les charges verticales provenant des poteaux et des voiles.

### 2.1 Dimensionnement du radier

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

#### Données relatives aux matériaux ; chargement

##### Données du béton

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

$f_e \rightarrow 400 \text{ MPa}$

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

##### Données du sol

Contrainte du sol  $\rightarrow 4.00 \text{ Kg/cm}^2$

##### Données du radier

Surface  $\rightarrow 234.21 \text{ m}^2$

Epaisseur du radier  $\rightarrow 1,1 \text{ m}$

Distance maximale entre deux éléments porteurs  $\rightarrow 5.7 \text{ m}$

##### Coefficient de raideur du sol

$K_z \rightarrow 21347 \text{ kN/m}^3$

## 2.2 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= 5.70 m → 71.25 cm ≤ h ≤ 114 cm (on prend h=110 cm)

## 2.3 Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide , il faut que :

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

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique donnée par :

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

K : coefficient d'élasticité du sol ; E : Module d'Young du béton (E=1.08 . 10<sup>4</sup> MPa ) ;

I : Moment d'inertie du radier ;

b : largeur du panneau le plus sollicité.

## 2.4 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 à l'ELU

*a ; b : dimensions du Voile*

*h: hauteur de la dalle du radier*

### Impact du Voile sur la dalle du radier

Voile de (1.20 x 0.20)	
$P_U$	-934,90 t
a	1.2 m
b	0,2 m
h	1,10 m
$U_C$	7,20 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	712,80 t

$P_U$  : la charge à l'ELS

$a ; b$  : dimensions du Voile

$h$ : hauteur de la dalle du radier

**Impact du Voile sur la dalle du radier**

Voile de (1.20 x 0.20)	
$P_U$	-490,192 t
a	1.2 m
b	0,2 m
h	1,10 m
$U_C$	7,20 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	891,00 t

## 2.5 Condition de résistance au cisaillement

Justifications des armatures d'efforts tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La piece concernée est bétonnée sans reprise sur toute son epaisseur
- La contraainte tangente  $v_u$  definie en A .5.1.1 est au plus egale à  $0.07 f_{c_i} / b$

### I. Verification à l'ELU :

$$0.07 \times 30 / 1.5 = 1.4$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_U = \frac{1370.38}{0.9 \times 1100} \rightarrow \tau_U = 1.38$$

$$\text{Donc : } 1.38 < 1.4 \rightarrow \text{C.V}$$

### II. Verification à l'ELS :

$$0.07 \times 30 / 1.2 = 1.75$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_U = \frac{1608.45}{0.9 \times 1100} \rightarrow \tau_U = 1.62$$

$$\text{Donc : } 1.62 < 1.75 \rightarrow \text{C.V}$$



Figure 41. Distributions des Contraintes de cisaillement  $\tau_{xx}$



Figure 42. Distributions des Contraintes de cisaillement  $\tau_{yy}$

Dans notre cas on a choisi un radier dalle (e=110 cm )

### 3 Calcul du radier

Les moments fléchissant dans les directions tirées du rebot structural analysis sont illustrée sur les figures 43, 44, 45.



Figure 43. Distributions des moments fléchissant à l'ELS



Figure 44. Distributions des moments fléchissant à l'ELU

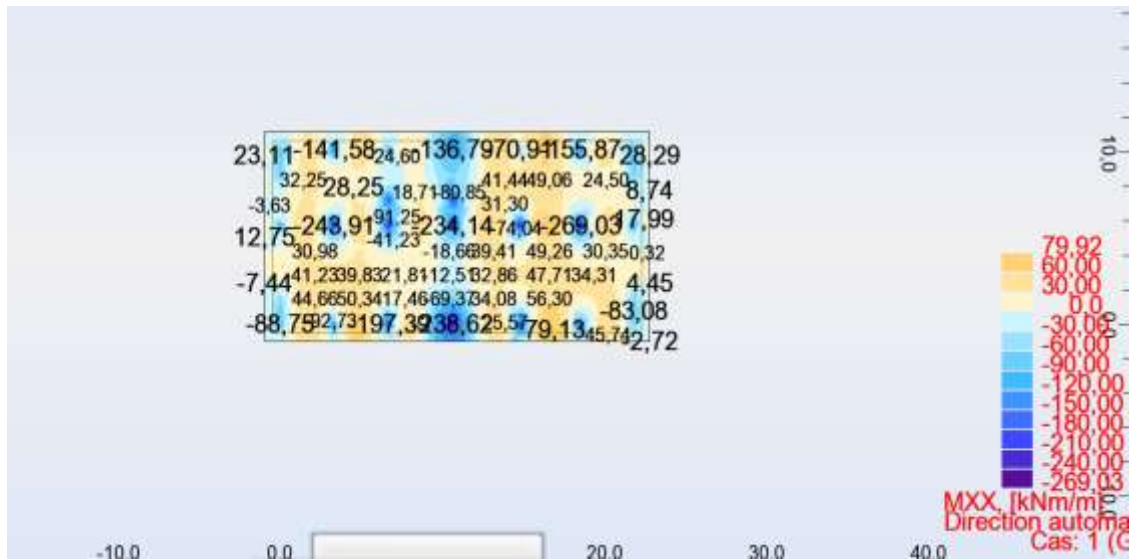


Figure 45. Distributions des moments fléchissant ACC

Les diagramme des contraintes

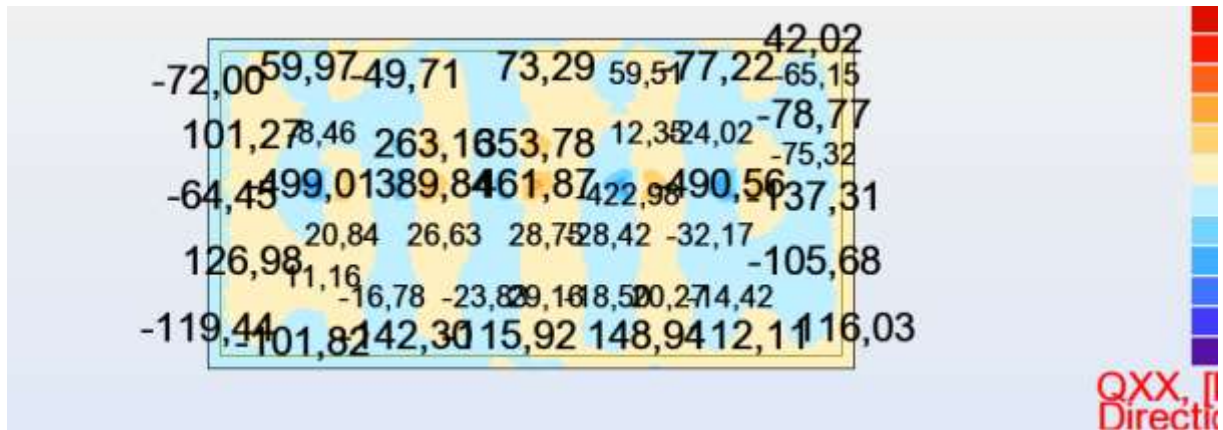


Figure 46. Distributions des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{max} = 1,32 \text{ Bars}$$

→ 1,32 Bars < 3,00 Bars == > Condition vérifiée

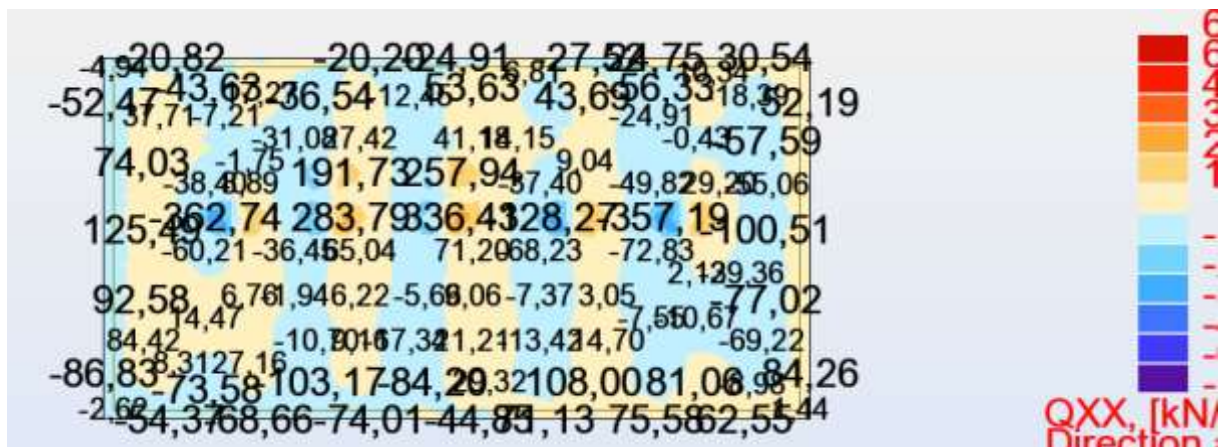


Figure 47. Distributions des contraintes à l'ELS

$\sigma_{max}=0,95$  Bars

→ 0,95 Bars < 3,00 Bars == > Condition vérifiée



Figure 48. Distributions des contraintes à ACC

$\sigma_{max}=0,80$  Bars

→ 0,80 Bars < 3,00 Bars == > Condition vérifiée

#### 4 Ferrailage du radier

La modélisation de la fondation de cette structure a été réalisée avec Robot Structural Analysis 2014 (Figure 49)

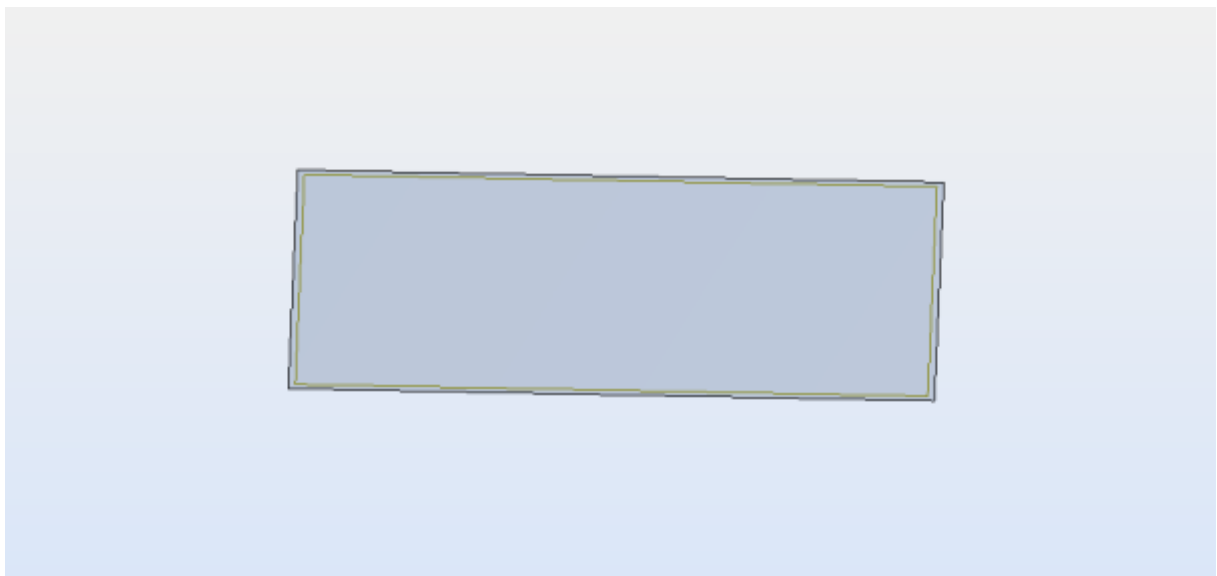


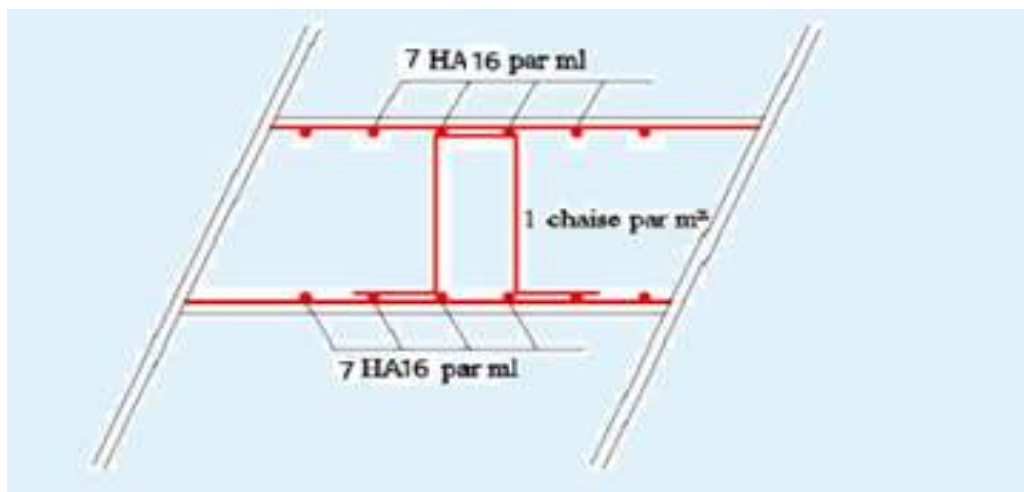
Figure 49. Vue en 3D de la fondation sous Robot Structural Analysis

Le ferrailage a été fait avec Socotec

Choix de ferrailage -Radier- selon XX -YY pour la nappe supérieur et la nappe inférieur

**Tableau 39. Tableau ferrailage du Radier**

		$A_{cal}$ [ $cm^2/ml$ ]	A choisi [ $cm^2/ml$ ]	Espacement (cm)
Sens X-X	Travée	14,06	7 HA 16 (14,07)	15
	Appuis	14,06	7 HA 16 (14,07)	15
Sens Y-Y	Travée	14,06	7 HA 16 (14,07)	15
	Appuis	14,06	7 HA 16 (14,07)	15



**Figure 50. Schéma ferrailage du Radier**



# **C**ONCLUSION GENERALE

---

## CONCLUSION GENERALE

Cette étude concerne un bâtiment de type R+6, implanté à Mostaganem exactement , une région classée en zone de sismicité modérée selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'objectif principal était de concevoir une structure capable de résister aux sollicitations sismiques tout en assurant la sécurité des usagers et la pérennité de l'ouvrage.

L'analyse a été réalisée en utilisant des outils professionnels :

- Robot Structural Analysis pour la modélisation 3D, l'analyse modale spectrale et le dimensionnement des éléments porteurs ;
- AutoCAD pour l'élaboration des plans d'exécution et de ferrailage ;
- Microsoft Office (Word, Excel) pour la rédaction des documents techniques et l'organisation des données ;
- Socotec comme base de vérification de conformité et d'optimisation technique.

Les résultats obtenus montrent que la structure est stable, résistante et conforme aux exigences du RPA 2024. Les déplacements sont limités, les efforts internes bien répartis, et les éléments porteurs correctement dimensionnés pour résister efficacement aux effets d'un séisme.

En conclusion, le bâtiment étudié est approuvé du point de vue technique et réglementaire, et sa réalisation peut être envisagée en toute sécurité, à condition de respecter fidèlement les prescriptions de cette étude.

---

## BIBLIOGRAPHIE

- 📖 Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.
- 📖 Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3<sup>eme</sup> édition, 99.
- 📖 DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 »;
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d’exploitation ;
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d’études ;
- 📖 D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- 📖 D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- 📖 Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
  - Calcul des structures
  - Géotechnique.
  - Gestion de projets