



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*

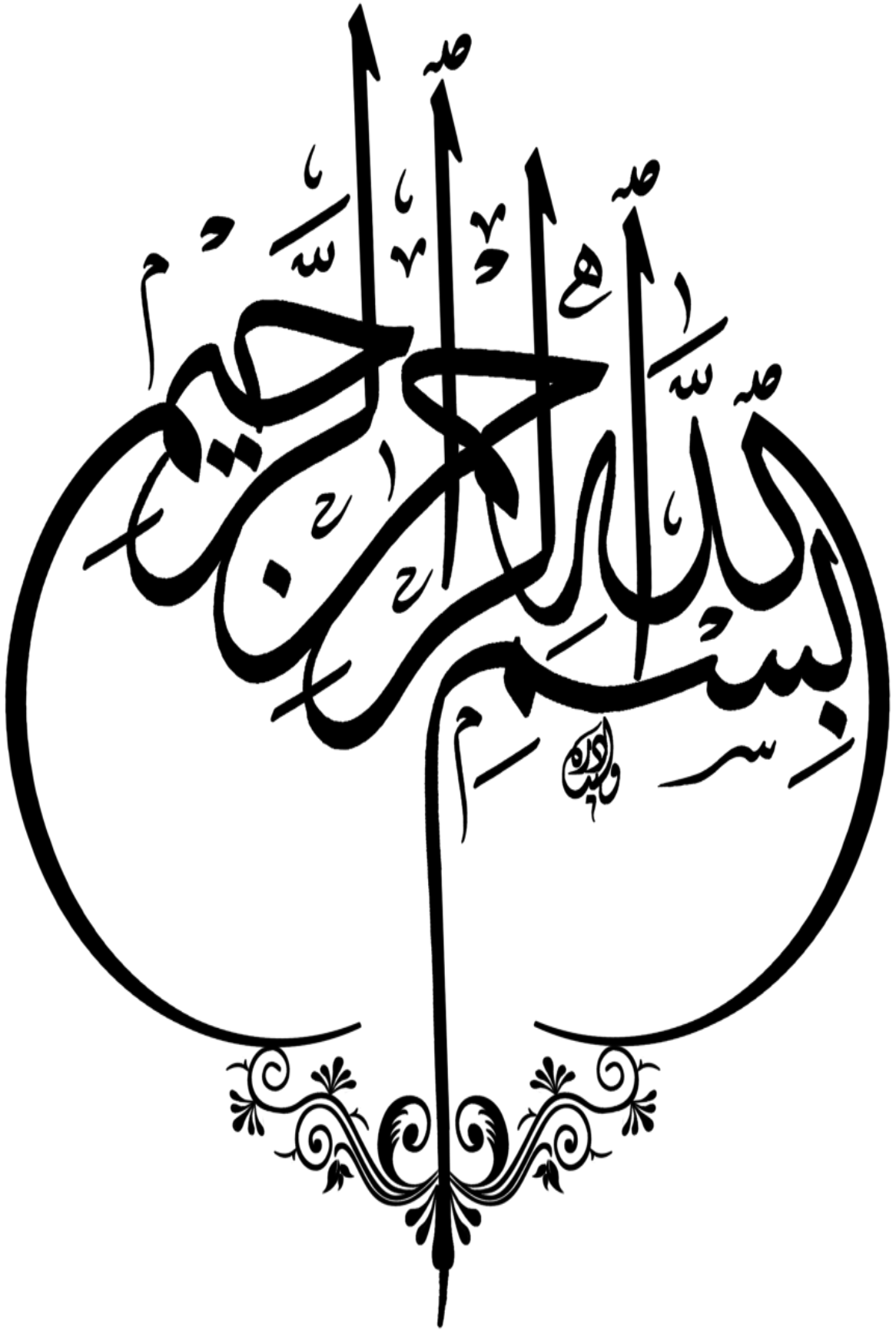
*Etude d'une Tour RDC + 10 étage + sous-sol  
à usage multiple*

Présenté par : Bendjilali Mohamed Yacine

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

- |                                  |     |      |
|----------------------------------|-----|------|
| ➤ Président : M Bensoula Mohamed | PR  | UMAB |
| ➤ Examineur : M Belhouari Fethi  | MCB | UMAB |
| ➤ Encadrant : M Sadki Nizar      | MAA | UMAB |

Année Universitaire : 2024/2025



# **Remerciements**

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, pour son accompagnement, ses conseils précieux, sa disponibilité et son soutien tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Son expertise et son engagement ont grandement contribué à la qualité de ce travail.

Je remercie également **l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil** de la **Faculté des Sciences et Technologies** pour la qualité de l'enseignement reçu tout au long de ma formation, ainsi que pour leur engagement constant envers la réussite des étudiants.

Mes remerciements s'adressent aussi à **toute l'équipe pédagogique et administrative** du département, pour leur encadrement, leur écoute et leur professionnalisme tout au long de mon parcours universitaire.

Enfin, je souhaite exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont soutenu dans la réalisation de ce travail.

# *Dédicaces*

Je dédie ce travail à ceux qui ont toujours été ma source de force, de motivation et d'amour inconditionnel.

À **mes parents bien-aimés**, pour leurs sacrifices, leur patience, leur soutien moral et matériel, et surtout pour leur confiance en moi. Ce modeste travail est le fruit de leur dévouement.

À la mémoire de **mon grand-père**, que je garde dans mon cœur avec affection et gratitude. Son exemple, ses valeurs et ses encouragements continuent de m'inspirer chaque jour.

À **mes sœurs chéries**, pour leur présence, leur tendresse, leur soutien constant et leurs mots réconfortants dans les moments difficiles.

Que ce travail soit un humble hommage à votre amour et à votre foi en moi.

# Résumé

Ce document consiste en l'étude technique et technico-économique d'une structure à usage multiple (parking, local technique, habitation) composée du Rez de chaussée plus dix étages avec sous-sol. L'ouvrage est implanté à Mostaganem qui est considéré zone sismique V.

La sécurité vis-à-vis des actions horizontales est assurée par un système de contreventement murs porteurs.

L'étude technique a été établie conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA2024, CBA 93, BAEL91/99) et se divise-en :

- La présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement et la descente de charge.
- L'étude des éléments qui ne participent pas à la résistance de la structure (balcon, acrotère, escaliers, poutrelle).
- L'analyse dynamique réalisée avec le logiciel **Autodesk structural analysis** version 2024 et l'étude des éléments structuraux (plancher, poutres, voiles, poteaux).
- L'étude de l'infrastructure qui a abouti à une fondation de type radié dalle.

Mots clés :

Structure, zone sismique V, murs porteurs, RPA 2024, radié, escaliers, poutrelle.

# **Abstract**

This document presents the technical and techno-economic study of a multi-purpose structure (parking, technical room, and residential use) composed of a ground floor, 10 upper floors, and a basement level. The structure is located in **Mostaganem**, which is classified as **seismic zone 5**.

Safety against horizontal actions is ensured by a **shear wall bracing system**.

The technical study was conducted in accordance with the **Algerian seismic design regulations** (RPA 2024, CBA 93, BAEL 91/99) and is divided into the following parts:

- A presentation of the structure, preliminary design, and load transfer analysis.
- The study of non-structural elements (balconies, parapets, staircases, small beams).
- A dynamic analysis performed using **Autodesk structural analysis software, version 2024**, along with the study of structural elements (slabs, beams, and shear walls, column).
- The study of the substructure, which led to the selection of a **raft slab foundation**.

## **Keywords:**

Structure, seismic zone V, load-bearing walls, RPA 2024, raft foundation, staircases, small beams.

# ملخص

يتناول هذا المستند الدراسة التقنية الاقتصادية لمشروع مبنى متعدد الاستعمالات (موقف سيارات ومحلات تجارية وسكنات) مكون من طابق أرضي + 10 طوابق مع طابق تحت الأرض. تم تشييد هذا المبنى في مستغانم التي تصنف ضمن المنطقة الزلزالية 5.

يتم ضمان السلامة من الحركات الأفقية عبر نظام مقاومة يعتمد على جدران الحاملة.

تم اجراء الدراية التقنية وفقا للقوانين الجزائرية لمقاومة الزلازل

(RPA 2024 ; CBA 93 ; BAEL 91/99)

وتنقسم الى المحاور التالية:

تقديم عام للمنشأة، الحساب الأولي للأبعاد وتحليل انتقال الأحمال

دراسة العناصر غير المقاومة انشائيا (كالشرفات الحواجز العلوية، السلالم والكمرات الثانوية)

دراسة العناصر الهيكلية (البلاطات، الكمرات، والجدران الحاملة، الأعمدة) باستخدام

ROBOT برنامج اصدار 2024

دراسة الأساسات والتي انتهت باختيار أساس من نوع حصيرة.

## **:الكلمات المفتاحية**

، RPA 2024 الهيكل، المنطقة الزلزالية من الفئة الخامسة، الجدران الحاملة،

الأساس الحصييري، السلالم، الكمرات الثانوية

# Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	3
1. Introduction.....	3
2. Implantation de l’ouvrage .....	3
3. Présentation de l’ouvrage.....	3
4. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage .....	5
5. Description technique de la structure.....	6
5.1 Structure principale .....	6
5.2 Structure secondaire .....	6
5.3 Fondation.....	8
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
6.1 Caractéristiques mécaniques du béton .....	9
6.2 Caractéristiques mécaniques de l’acier .....	10
6.3 Protection des armatures .....	12
7. Logiciel utilisés .....	12
8. Règlements utilisés .....	12
9. Conclusion .....	12
CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT .....	13
1. Introduction.....	13
2. Prédimensionnement des poutres.....	13
2.1 Prédimensionnement des poutres principales .....	13
2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires .....	14
3. Prédimensionnement des planchers .....	14
3.1 Planchers à corps creux :.....	14
4. Planchers de la dalle pleine.....	16

4.1.	descente de charge .....	16
5.	Prédimensionnement des balcons .....	16
7.	Prédimensionnement des poteaux.....	18
8.	Prédimensionnement des voiles .....	20
9.	Prédimensionnement des escaliers.....	21
10.	Prédimensionnement de l'acrotère.....	22
11.	Conclusion .....	23
<b>CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>		<b>24</b>
1.	Plancher à corps creux .....	24
1.2.	Type des Poutrelle .....	24
1.3.	Choix de la méthode de calcul.....	24
1.4.	Ferraillage de la poutrelle .....	24
1.5.	Ferraillage de la dalle de compression .....	25
2.	Plancher à dalle pleine .....	27
2.1	Méthode de calcul .....	27
2.2	Détermination des moments maximums .....	28
2.3	Ferraillage de la dalle pleine .....	28
3.	Balcon .....	30
3.1	Détermination des efforts .....	30
3.2.	Ferraillage de Balcon.....	30
3.3.	Vérification des contrainte A L'ELS.....	31
4.	Escaliers .....	31
4.1	Combinaisons de charges .....	32
4.2	Calcul des sollicitations des escaliers sous-sol .....	32
4.3	Calcul des sollicitations des escaliers RDC .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
4.4	Calcul ferraillage de l'escalier.....	33
5.	Étude de l'acrotère .....	35

5.1	Évaluation des sollicitations de calcul .....	35
5.2	Ferraillage de l'acrotère .....	37
6.	Conclusion .....	39
Chapitre 4 : Etude sismique.....		40
1.	Introduction.....	40
2.	Étude Sismique .....	40
2.1.	Objectif de l'étude.....	40
2.2.	Présentation du Logiciel Robot structural Analysis .....	40
2.3.	Modélisation de la structure .....	41
3.	Résultats de la modélisation numérique .....	43
4.	Vérification vis-à-vis le règlement parasismique algérienne RPA 2024 .....	45
4.1.	Vérification du comportement dynamique .....	45
4.2.	Vérification d'effort tranchant a la base .....	46
4.3.	Vérification vis-à-vis au renversement.....	47
4.4.	Vérification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ .....	48
4.5.	Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage .....	50
5.	Conclusion .....	50
Chapitre 5 : étude des éléments structuraux .....		51
1.	Introduction.....	51
2.	Etude des poutres .....	51
2.1	Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024 .....	51
2.2	Ferraillage des poutres .....	52
2.3	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre .....	55
3.	Etude des poteaux .....	55
3.1	Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	55
3.2	Ferraillage des poteaux.....	56
3.3	Exemple de calcul du ferraillage d'un poteau.....	60

4.	Etude des voiles .....	61
4.1	Procédure de ferrailage .....	62
4.2	Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	63
4.3	Ferrailage des voiles.....	65
5.	Conclusion .....	71
Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure .....		73
1.	Introduction.....	73
2.	Choix du type de fondation.....	73
3.	Prédimensionnement du radier .....	73
4.	Vérification des contraintes dans le sol .....	74
5.	Vérification au non poinçonnement du radier .....	76
6.	Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2] .....	77
7.	Cartographie et ferrailage du radier .....	78
8.	Conclusion .....	81
Conclusion générale .....		83

## Liste des figures

Figure 1-Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).....	3
Figure 2-Vu en plan sous-sol + rdc .....	4
Figure 3-Vu en plan étage courant .....	4
Figure 4-Vu en plan (model ROBOT).....	5
Figure 5-Dalle à corps creux .....	7
Figure 6-Plancher à dalle pleine .....	7
Figure 7-Composants d'un escalier .....	7
Figure 8-Murs intérieurs et extérieurs .....	8
Figure 9 Section Transversale de la poutre principale .....	14
Figure 10-Section transversale de la poutre secondaire .....	14
Figure 11-Schéma d'une dalle à corps creux.....	15
Figure 12-Coupe voile .....	20
Figure 13-Coupe escalier.....	21
Figure 14-Section transversale de l'acrotère.....	22
Figure 15-Section transversale de ferrailage de la poutrelle .....	25
Figure 16-Schéma de ferrailage de la table de compression .....	26
Figure 17-Ferrailage de la poutrelle .....	26
Figure 18-Ferrailage de la dalle pleine .....	29
Figure 19-ferrailage de balcon .....	31
Figure 20-Les sollicitation a ELU et ELS .....	32
Figure 21-Les sollicitation a ELU et ELS .....	33
Figure 22-ferrailage d'escalier .....	35
Figure 23-Coupe transversale de l'acrotère .....	35
Figure 24-Schéma statique de l'acrotère.....	36
Figure 25-Ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure 26-Modèle 3D de la structure.....	42
Figure 27-Disposition des voiles de contreventement.....	43
Figure 28-Croquis de ferrailage de la poutre principale.....	54
Figure 29-Croquis du ferrailage de la poutre secondaire .....	54
Figure 30-Section de ferrailage du poteau.....	59
Figure 31-Croquis du ferrailage des poteaux .....	60

Figure 32-Coupe du poteau 50 x 50 cm <sup>2</sup> .....	60
Figure 33-Schéma d'un voile .....	62
Figure 34-enveloppe de calcul pour les moments fléchissant .....	64
Figure 35-Typologie des voiles étudiés.....	66
Figure 36-Section du ferrailage du voile .....	67
Figure 37-Croquis du ferrailage des voiles .....	68
Figure 38-distribution des contraintes à l'ELS.....	74
Figure 39-distribution des contraintes à l'ELU .....	75
Figure 40-distribution des contraintes à l'ELA .....	76
Figure 41-Distribution de la contrainte de cisaillement sens XX et sens YY .....	77
Figure 42-Cartographie des moments fléchissant a l'ELU .....	79
Figure 43-Cartographie des moments fléchissant a l'ELS .....	79
Figure 44-Cartographie des moments fléchissant a l'ELA .....	79
Figure 45-ferrailage coupe longitudinale de radier .....	80
Figure 46-ferrailage coupe transversale .....	81

## Liste des tableaux

Tableau 1.nuances et limites d'élasticité des aciers .....	11
Tableau 2.charge du plancher d'étage courante .....	15
Tableau 3.charge du plancher d'étage inaccessible .....	15
Tableau 4.charge du plancher d'étage courante .....	16
Tableau 5.charge de la dalle pleine du balcon.....	17
Tableau 6.charge balcon terrasse inaccessible .....	17
Tableau 7.charge d'exploitation.....	18
Tableau 8.choix des sections des poteaux .....	20
Tableau 9.predimensionnement des voiles.....	20
Tableau 10.charge de la dalle pleine du palier .....	22
Tableau 11.charge de la dalle pleine du paillasse.....	22
Tableau 12.moment fléchissant et effort tranchants maximums du ferrailage.....	25
Tableau 13.choix adopté pour le ferrailage des poutrelles .....	25
Tableau 14.moment le plus défavorable dans les 2 sens .....	28
Tableau 15.récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant les deux sens .....	29
Tableau 16.moment fléchissant du balcon .....	30
Tableau 17.récapitulatif du ferrailage de balcon en ELU suivant les deux sens.....	30
Tableau 18.charges d'acrotère .....	36
Tableau 19.sollicitation de calcul de l'acrotère.....	37
Tableau 20.valeurs des pénalités $P_q$ .....	44
Tableau 21.résulta d'analyse modale .....	46
Tableau 22.récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente .....	46
Tableau 23.vérification au renversement direction x .....	47
Tableau 24.vérification au renversement direction y .....	48
<b>Tableau 25.vérification au l'effet <math>P \Delta</math> direction x .....</b>	<b>49</b>
Tableau 26.vérification au l'effet $P \Delta$ direction y .....	49
Tableau 27.valeurs des déplacements inter-étage sens x , y.....	50
Tableau 29.sollicitation de calcul maximales des poutres.....	52
Tableau 30.récapitulatif du ferrailage des poutres .....	53
Tableau 31.récapitulatif de calcul des poteaux.....	57
Tableau 32.récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	59
Tableau 33.effort de réduction les plus défavorables agissants sur les voiles avec leur ferrailage .....	67

Tableau 34.section d'armatures de confinement.....	66
Tableau 35.récapitulatif du ferrailage des armatures horizontale .....	67
Tableau 36.donnés relatives aux matériaux.....	74
Tableau 37.impacte do poteau le plus sollicité sur la dalle du radier .....	77
Tableau 38.vérification des contrainte de cisaillement .....	78

## 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 dix étages et un sous-sol à usage multiple (R+10+sous-sol) contreventé par des murs voiles, implantée dans la wilaya de Mostaganem qui est une zone de forte sismicité (zone 5 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 le l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis Professionnal 2024, 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 1 : 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

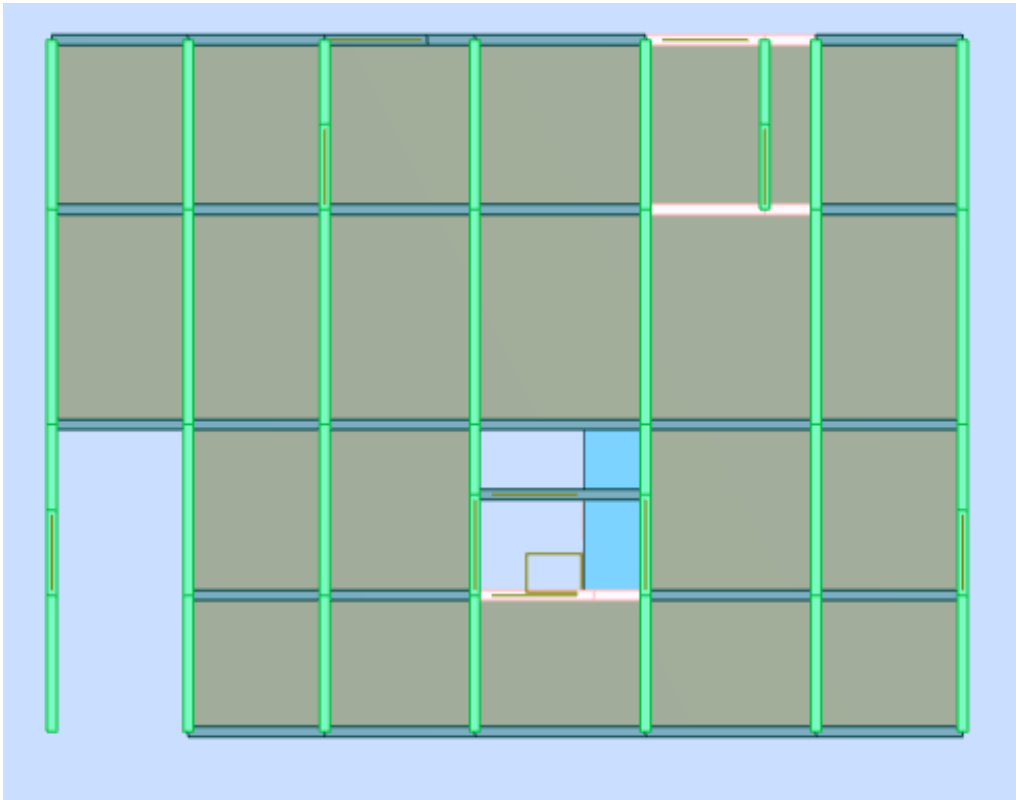
Le projet situe au bord de la route nationale 11 ville de Mostaganem classée comme zone de forte sismicité 5 selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1).



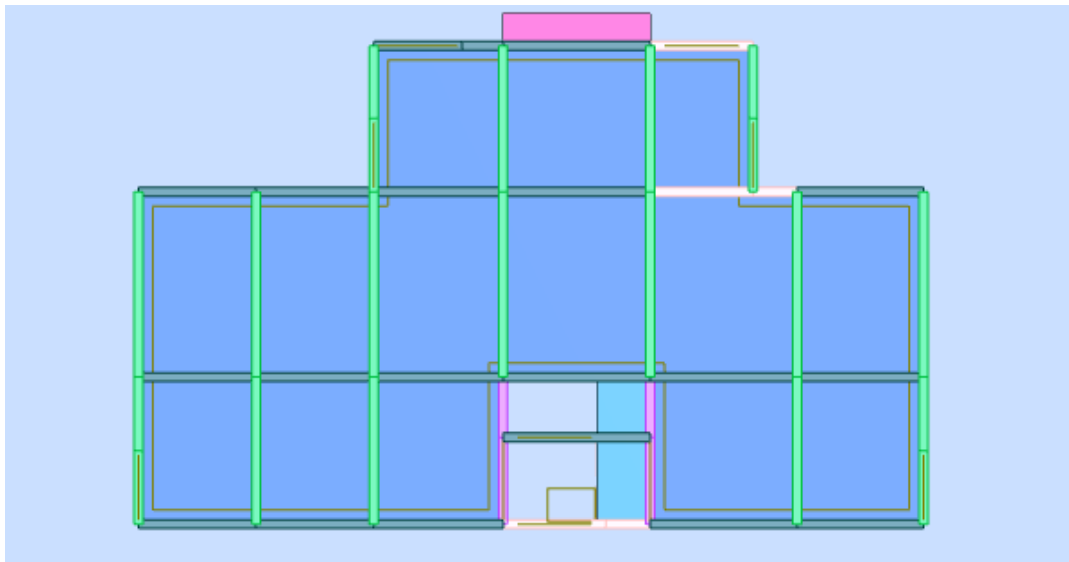
Figure 1-Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

## 3. Présentation de l'ouvrage

Notre structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol ayant pour fonction un parking et d'un rez-de-chaussée qui abrite des locaux commerciaux d'une surface de 541.21 m<sup>2</sup> (Figure 2), et de dix étages pour usage d'habitation avec 3 appartements de type F4 par étage, ce qui donne 30 logements en tout (Figure 3).



**Figure 2-Vu en plan sous-sol + rdc**



**Figure 3-Vu en plan étage courant**

#### 4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

##### Dimensions en plan:

Longueur totale en plan ..... 26.70 m

Largueur totale en plan.....20.27 m

##### Dimensions en élévation :

Hauteurs des s/sol .....3.06 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....3.23 m

Hauteur des étages courants .....3.23 m

Hauteur totale du bâtiment (Plus sous-sol) .....42.01 m

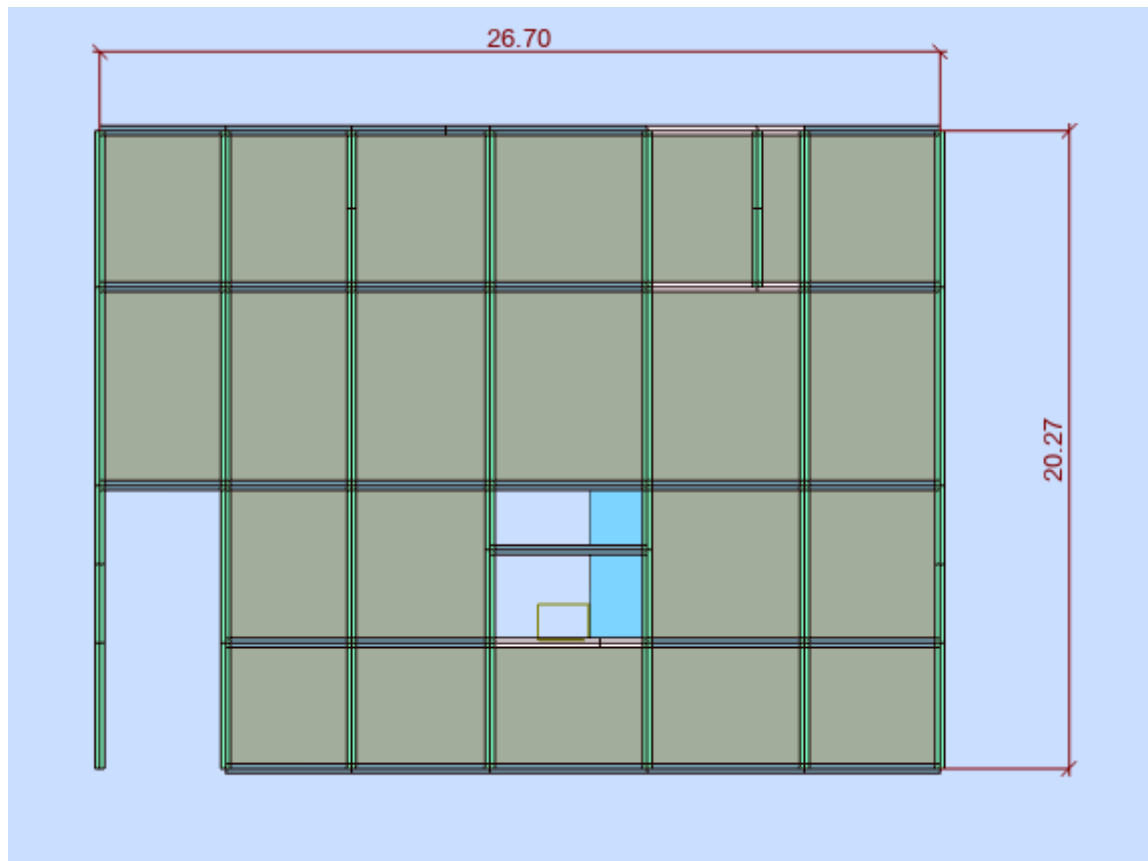


Figure 4-Vu en plan (model ROBOT)

#### **4.1. 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 :  $\bar{\sigma}_{sol} = 3.2 \text{ MPa}$

Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 18.00 \text{ kN/m}^3$

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

Le site est classé S3 selon le RPA 2024 (Site meuble).

### **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 11 mètres de hauteur ou trois niveaux en zone 5.

##### **Voiles**

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. 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

##### **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**

##### **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 5) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

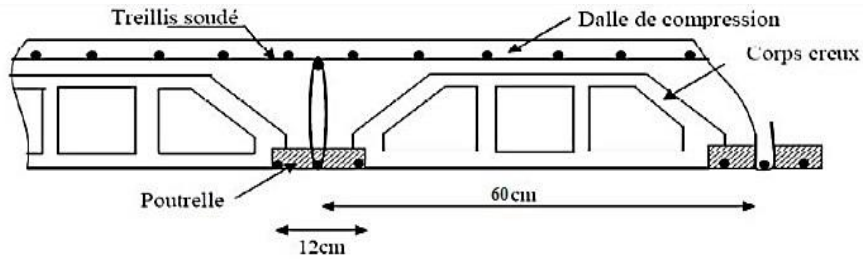


Figure 5-Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 6) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

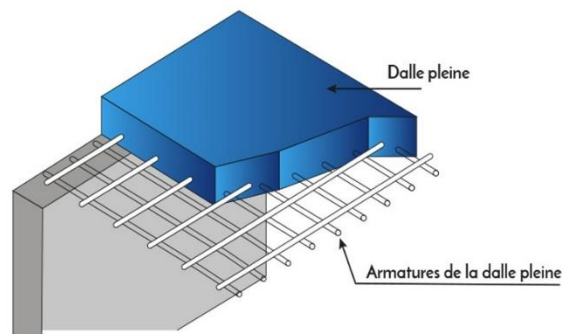


Figure 6-Plancher à dalle pleine

## Escaliers

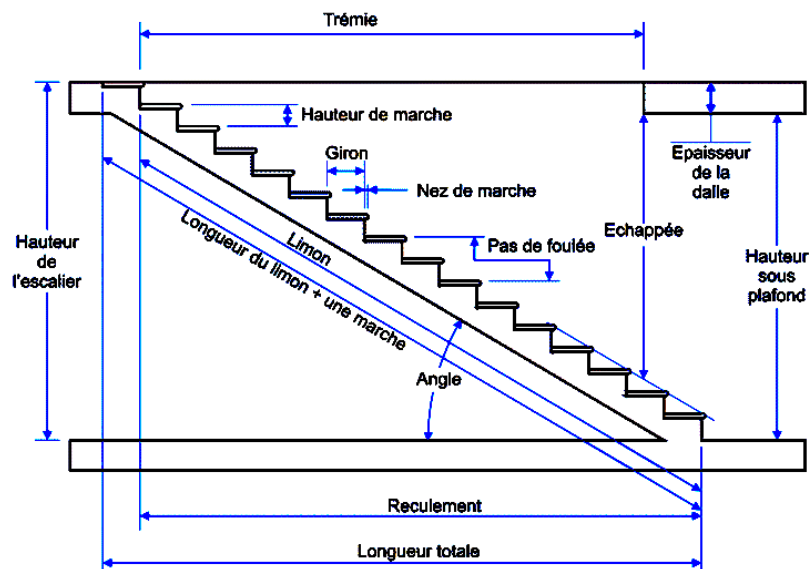
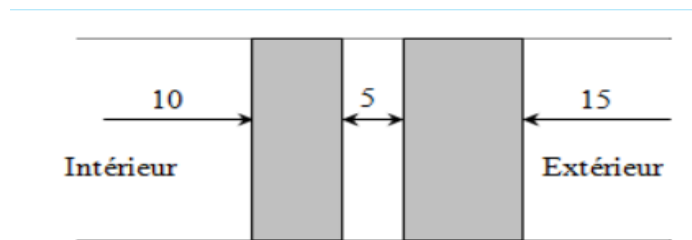


Figure 7-Composants d'un escalier

Les escaliers (Figure 7) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans notre structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

### 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).



**Figure 8-Murs intérieurs et extérieurs**

### Revêtement

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

Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.

- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

### Ascenseur

Le bâtiment est équipé de deux ascenseurs conçus par un noyau central (entouré de murs voiles).

### 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.

### 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) 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.

#### **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 BAEL91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

- Si  $J < 28$

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

- Si  $J > 28$

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prend  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

### 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 :

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

### Contrainte limite de compression

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa}$$

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

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

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

### 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 :

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

### Module d'élasticité

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

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

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

## 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.

### 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  $2.10^5$  MPa.

### 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

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

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

- Etat limite de service

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

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

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

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ 1,6 & \rightarrow \text{pour l'acier haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

### 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. Logiciel utilisés

Les logiciels utilisés durant notre travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2024.
- AutoCAD 2015.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- Office 2013.
- Socotec

## 8. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA 2024.
- 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.

## CHAPITRE 2 : 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 doivent avoir 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

$$b \geq 30 \text{ cm}; h \geq 35 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

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

$$L_{max} = 590 \text{ cm}$$

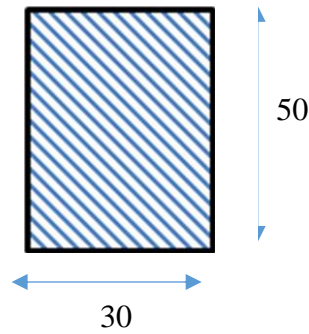
$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \Rightarrow 39.33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend : h = 50 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm = 30 cm; h = 50 cm > 35 cm; h/b = 1,67 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 9) pour la poutre principale est (50x30) cm<sup>2</sup>.



**Figure 9 Section Transversale de la poutre principale**

## 2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

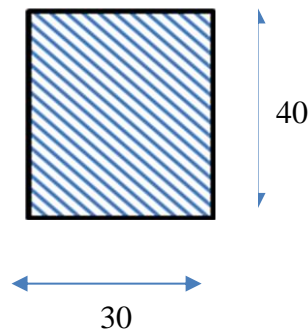
$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$ ;  $h = 40 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$ ;  $h/b = 1,33 < 4.0$ . Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 10) pour la poutre secondaire est  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .



**Figure 10-Section transversale de la poutre secondaire**

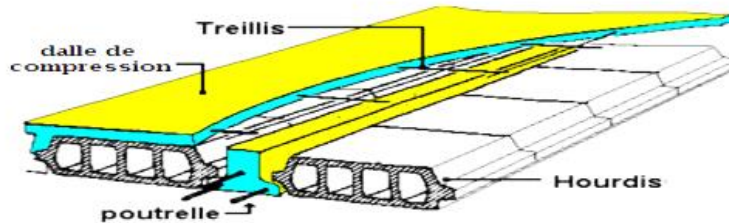
## 3. Prédimensionnement des planchers

### 3.1 Planchers à corps creux :

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

$$\frac{460}{25} \leq e_p \leq \frac{460}{20}$$
$$18.4 \text{ cm} \leq e_p \leq 23 \text{ cm}$$

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



**Figure 11-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 Descente de charge

**Tableau 2.charge du plancher d'étage courante**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
Grés cérame, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	0,60
Chape en mortier de ciment (3cm)	0,60
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Cloison intérieures (10cm)	0,9
Plancher nervuré à poutrelles coulées sur place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60cm. Montage avec table de compression. 16+4	2,85
Somme	G = 5,31 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau 3.charge du plancher d'étage inaccessible**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
Forme de pente (10cm)	2,2

Etanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1,00
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Plancher nervuré à poutrelles coulées sur place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60cm. Montage avec table de compression. 16+4	2,85
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Somme	G = 6,63 KN/m <sup>2</sup>

#### 4. 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 :  $0,4 \leq$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{620} \leq 1$$

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

$$\frac{L}{50} = \frac{620}{50} = 12.4 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{620}{40} = 15.5 \text{ cm}$$

On choisit  $h_d = 20 \text{ cm}$

##### 4.1. descente de charge

**Tableau 4. charge du plancher d'étage courante**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,88
Enduit au plâtre (1cm)	0,1
Cloison intérieures (10cm)	1
Dalle pleine 20cm	5
Somme	G = 7.98 KN/m <sup>2</sup>

#### 5. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.10 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 5.

### 5.1.descente de charge

**Tableau 5.charge de la dalle pleine du balcon**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,40
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Cloison intérieures (10cm)	0,90
Dalle pleine 15cm	3,75
Somme	G = 6,41 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau 6.charge balcon terrasse inaccessible**

Matériaux	G (KN/m <sup>2</sup> )
Forme de pente (10cm)	2,2
Étanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1,00
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Dalle pleine 15cm	3,75
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Somme	G = 7,53 KN/m <sup>2</sup>

## 6. Surcharge d'exploitation

Tableau 7.charge d'exploitation

	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher étage courant (Habitations)	1,50
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Escalier	2,50
Balcon	3.5
Plancher étage commercial	5

## 7. Prédimensionnement des poteaux

- la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

- **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

- $Br = (a - 2)(b - 2)$ . a et b : en [cm].

\*La résistance du béton comprimé :  $\sigma_b = 17 \text{ MPa}$

Pour :  $\lambda \leq 50$  :  $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

Avec :

- $\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[ (Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- **fe** : Nuance de l'acier (limite élastique ; fe = 500 MPa);
- **A** : Section d'armature à mettre en place et

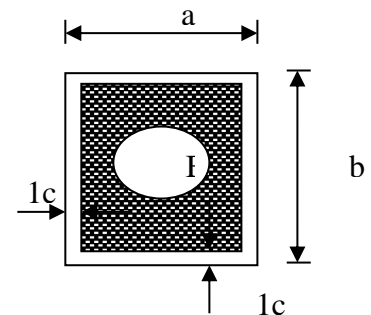


Figure Section réduite

- $\alpha$  : Coefficient dépend de l'élanement  $\lambda$
- La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend :  $\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$  [BAEL91]

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 438 \text{ MPa}$
- $\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton :  $\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[ \frac{17}{0,9} + 0,85 \left( \frac{1}{100} \right) \frac{500}{1,15} \right] * 10} = 0,0053 N_u \Rightarrow B_r \geq 0,0053 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$  en  $[\text{cm}^2]$ .

D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

Avec :

- $N_g$  : Effort normal dus aux charges permanentes
- $N_q$  : Effort normal dus aux charges d'exploitations.
- $N_u = 1.15 \times P_u$  .....D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend :  $a = b \Rightarrow (axa)$  en  $[\text{cm}^2]$ .

- Condition de flambement :

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$ . [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec :

- $L_f$  : Longueur de flambement ;
- $i$  : Rayon de giration de la section du béton ;
- $I$  : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et
- $B$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$$L_f = 0.7 \times L_0 ; \text{ avec } L_0 : \text{Longueur libre du poteau.}$$

On prend les sections suivantes :

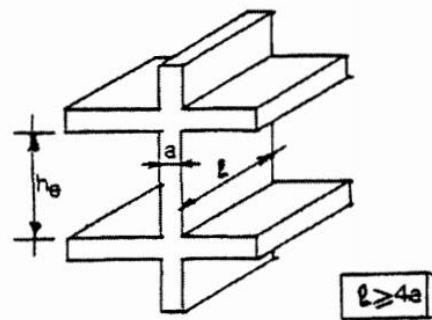
**Tableau 8.choix des sections des poteaux**

Niveaux	Section Choisie (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC + 1 <sup>er</sup>	55 x 55
2 <sup>er</sup> + 3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> étage	50 x 50
5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étage	45 x 45
8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	40 x 40

## 8. Prédimensionnement des voiles

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA2024 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.



**Figure 12-Coupe voile**

**Tableau 9.predimensionnement des voiles**

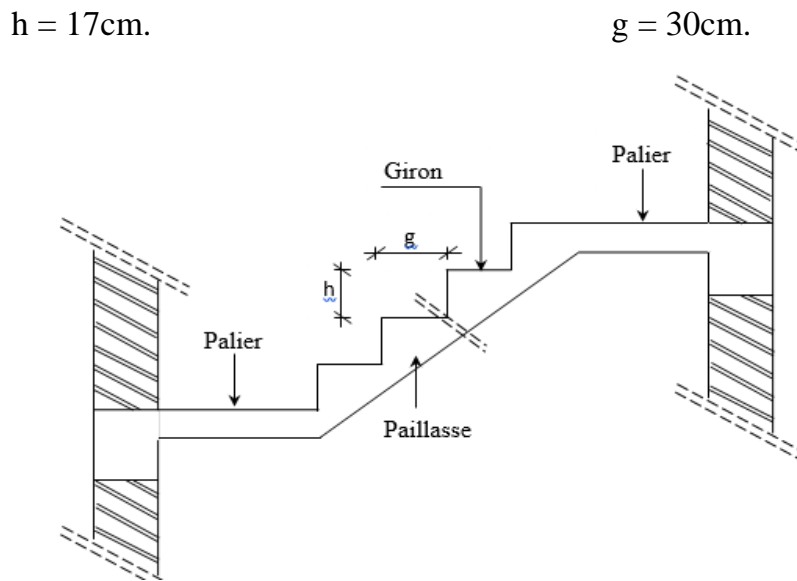
	h (cm)	h <sub>e</sub> (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
Sous-sol	306	286	14.3	20
RDC	323	303	16.15	20
Etage courant	323	303	16.15	20

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

## 9. Prédimensionnement des escaliers

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm};$$



**Figure 13-Coupe escalier**

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

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

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{1.75}{\sin(29,54)} = 3.54 \text{ m}$$

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

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{354.947}{30} \leq e_p \leq \frac{354.947}{20} \Rightarrow 11.83 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.75 \text{ cm}$$

D'où

$$11.83 \leq e < 17.75 \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

**Tableau 10. charge de la dalle pleine du palier**

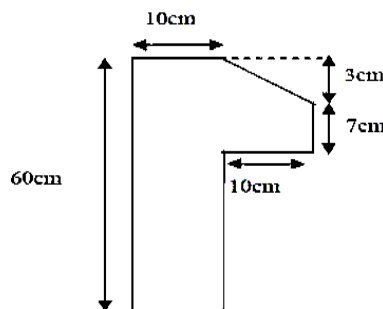
Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
<b>Charge permanente</b>			<b>G = 5.57 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau 11. charge de la dalle pleine du 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	20	0.02	0.40
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 = 6,99 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

## 10. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble du périmètre de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 14).



**Figure 14-Section transversale de l'acrotère**

## **11. 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.

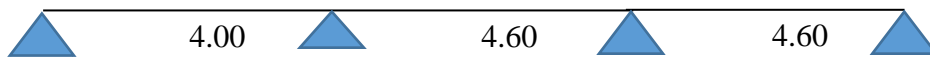
## CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 1. Plancher à corps creux

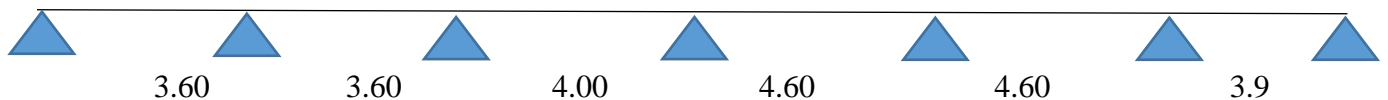
Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité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

#### 1.2. Type des Poutrelle

Type 1 :



Type 2 :



#### 1.3. 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.

**Les quatre conditions sont vérifiées**

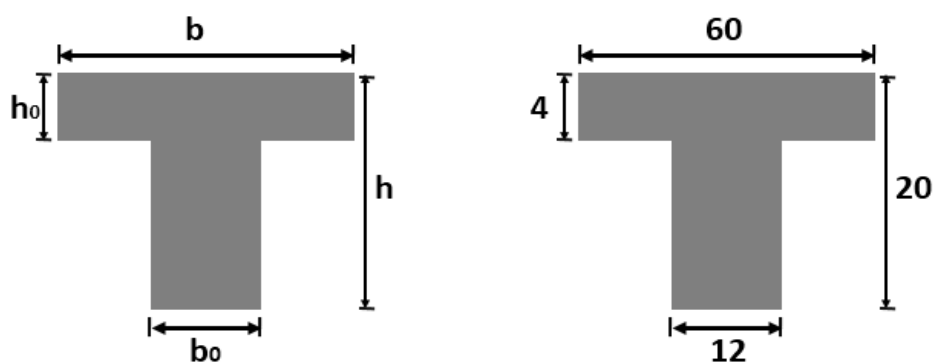
Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

#### 1.4. Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorables utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupés dans le Tableau 10. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 15.

**Tableau 12.moment fléchissant et effort tranchants maximums du ferrailage**

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
<b>ELU</b>	-8.89	9.41	12.41
<b>ELS</b>	-6.45	6.84	



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

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 11 suivant :

**Tableau 13.choix adopté pour le ferrailage des poutrelles**

Armatures	Longitudinale	Transversale
<b>En travée</b>	3 HA10	2 Ø 6
<b>En appuis</b>	2 HA10	2 Ø 6

### 1.5. Ferrailage de la dalle de compression

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

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si :  $L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

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

Avec :

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

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

#### Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

#### Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre  $\phi 6$  dans les deux sens, espacés de 20 cm dans les deux sens (Figure 16 et

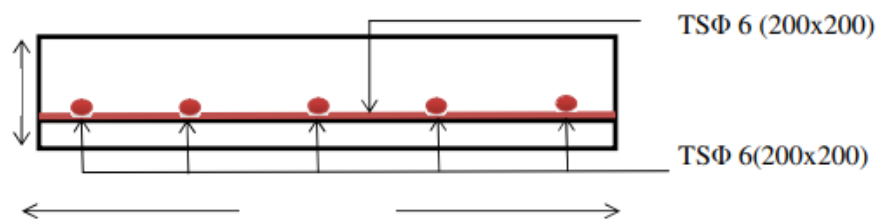


Figure 16-Schéma de ferrailage de la table de compression

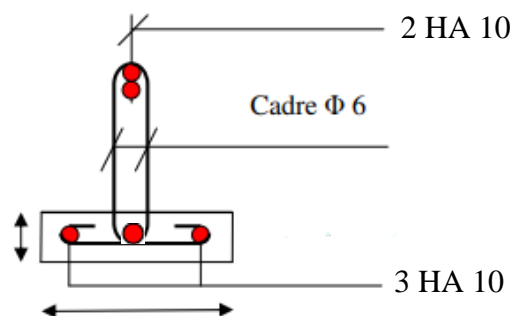


Figure 17-Ferrailage de la poutrelle

## 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 deux directions.

Calcul des moments de flexion maximaux  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  au centre de la dalle en la considérant sur son contour :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec,  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport  $l_x / l_y$ .

Les affectation de fraction forfaitaire de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  selon le processus suivant [BAEL 91 / A.8.2,32] en respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

Pour les panneaux intermédiaires :

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments en appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

Pour les panneaux de rive :

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{aix} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{arx} = - 0,3 M_{0x} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{0y} \end{array} \right.$$

Concernant l'effort tranchant, pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, a et b sont les dimensions de la dalle telle que ( $a < b$ )

Effort tranchant par unité de longueur d'appui

$$\begin{cases} \text{Maximum au milieu du plus grand côté : } T_{\max} = \frac{P}{2b + a} \\ \text{Minimum au milieu du plus ptite côté: } T_{\min} = \frac{P}{3b} \end{cases}$$

## 2.2 Détermination des moments maximums

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (2), on a :

$G = 7.46 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q = 5 \text{ kN/m}^2$  (Dalle des locaux commerciaux qui est le cas le plus défavorable)

Le panneau le plus défavorable est  $L_x = 5,0 \text{ m}$  et  $L_y = 6,20 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{500}{620} = 0,80 > 0,80 \quad \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

$$\text{ELU : } \bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.46 + 1,5 \times 5 = 17.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 17.57 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } \bar{q}_s = G + Q = 6.01 + 5 = 12.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 12.46 \text{ kN/ml.}$$

Les moments maximums en travée et en appui selon les deux sens sont résumés dans le Tableau 12.

**Tableau 14. moment le plus défavorable dans les 2 sens**

		$M_u$	$M_{ser}$	$T_u$
		[kN.m]	[KN.m]	[kN]
<b>Sens XX</b>	<b>Travée</b>	27.72	21.36	69.65
	<b>Appuis</b>	-9.93	-19.76	
<b>Sens YY</b>	<b>Travée</b>	22.10	18.54	25.52
	<b>Appuis</b>	-11.28	-8.38	

## 2.3 Ferrailage de la dalle pleine

Le calcul du ferrailage de la dalle pleine est fait en flexion simple et les résultats sont récapitulés dans le Tableau 15 ci-dessous.

**Tableau 15.récapulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant les deux sens**

		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	Choix [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement (cm)
<b>Sens XX</b>	<b>Travée</b>	3.7	2,17	5T10 (3,93)	20
	<b>Appui</b>	2	2,17	5T10 (3,93)	20
<b>Sens YY</b>	<b>Travée</b>	3	2,17	5T10 (3,93)	20
	<b>Appui</b>	2	2,17	5T10 (3,93)	20

#### 2.4 Vérification des armature d'effort tranchant

La contrainte tangente d'une section (100 ;20) cm

$$\tau_u = \frac{vu}{b0Xd} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.50 \text{ MPa}$  (la section ne besoin pas des armature transversale)

#### 2.5. Vérification des contrainte A L'ELS

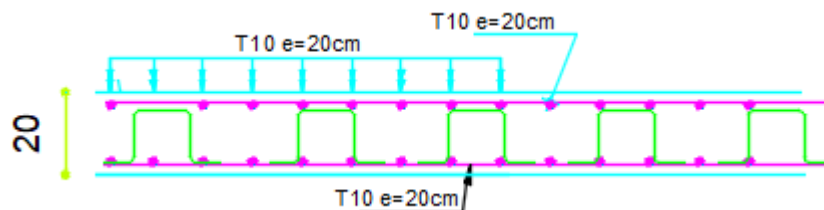
$$\bar{\sigma}_s = 500\text{MPa} > \sigma_s = 322.9\text{MPa} \{condition\ vérifiée\}$$

$$\bar{\sigma} > \sigma \leftrightarrow 6\text{MPa} > 18\text{MPa} \{condition\ vérifiée\}$$

#### 2.6. Vérification de la flèche

$$L > 5m \text{ donc: } \delta_{adm} = 0.005 + \frac{l}{1000}$$

$$\delta_{adm} = 0.89\text{cm} > \delta = 0.206\text{cm} \{condition\ vérifiée\}$$



**Figure 18-Ferrailage de la dalle pleine**

### 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 :  $G_1 = 6.41 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon a usage d'habitation :  $Q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Charges des murs double cloisons en maçonnerie :  $G_2 = 6.77 \text{ kN/m}^2$

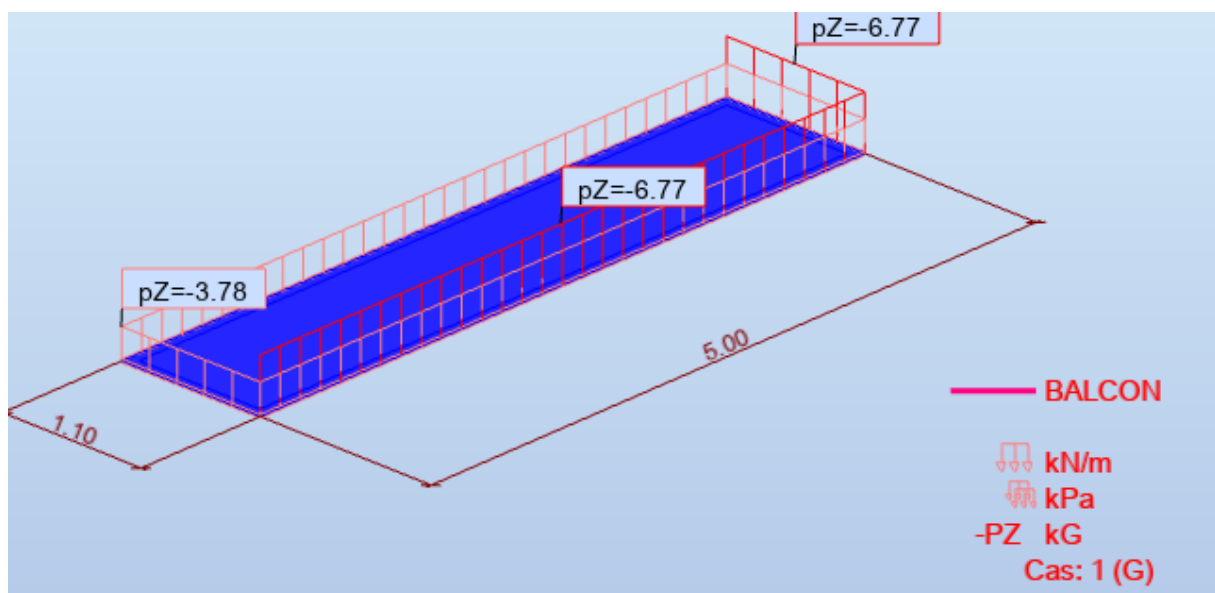


Figure18. Chargement balcon

Tableau 16.moment fléchissant du balcon

	Moments Nappe supérieur [kN.m]	Moments Nappe inférieur [kN.m]
Sens xx	44.47	-1.83
Sens yy	21.72	-9.70

#### 3.2.Ferraillage de Balcon

Tableau 17.récapitulatif du ferraillage de balcon en ELU suivant les deux sens

	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	Choix [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement (cm)
--	------------------------------------	------------------------------------	--------------------------------	--------------------

<b>Sens XX</b>	<b>Appui</b>	6.1	2,17	7T12 (7.92)	15
	<b>Travée</b>	2	2,17	7T12 (7.92)	15
<b>Sens YY</b>	<b>Appui</b>	2.9	2,17	7T10 (5.50)	15
	<b>Travée</b>	2	2,17	7T10 (5.50)	15

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{40.71 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) = 1.4 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

### 3.3. Vérification des contraintes A L'ELS

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa} > \sigma_s = 250 \text{ MPa} \{ \text{condition vérifiée} \}$$

$$\bar{\sigma} > \sigma \leftrightarrow 7.9 \text{ MPa} > 18 \text{ MPa} \{ \text{condition vérifiée} \}$$

### 3.4. Vérification de la flèche

$$L < 5m \text{ donc: } \delta_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\delta_{adm} = 2 \text{ cm} > \delta = 0.47 \text{ cm} \{ \text{condition vérifiée} \}$$

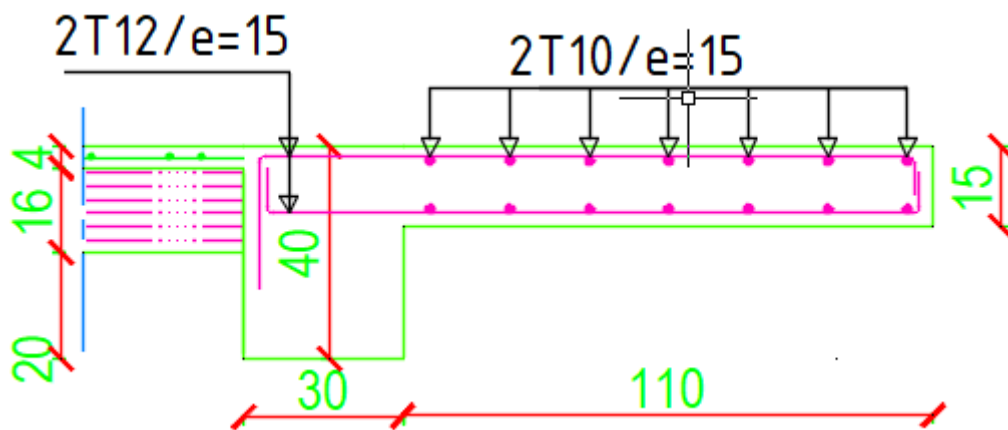


Figure 19-ferraillage de balcon

## 4. 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.

#### 4.1 Combinaisons de charges

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

**ELU :**

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,57 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,99 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,19 \text{ kN/m}$$

**ELS :**

$$q_{\text{palier}} = 5,57 + 2,5 = 8,07 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,99 + 2,5 = 9,49 \text{ kN/m}$$

#### 4.2 Calcul des sollicitations des escaliers sous-sol

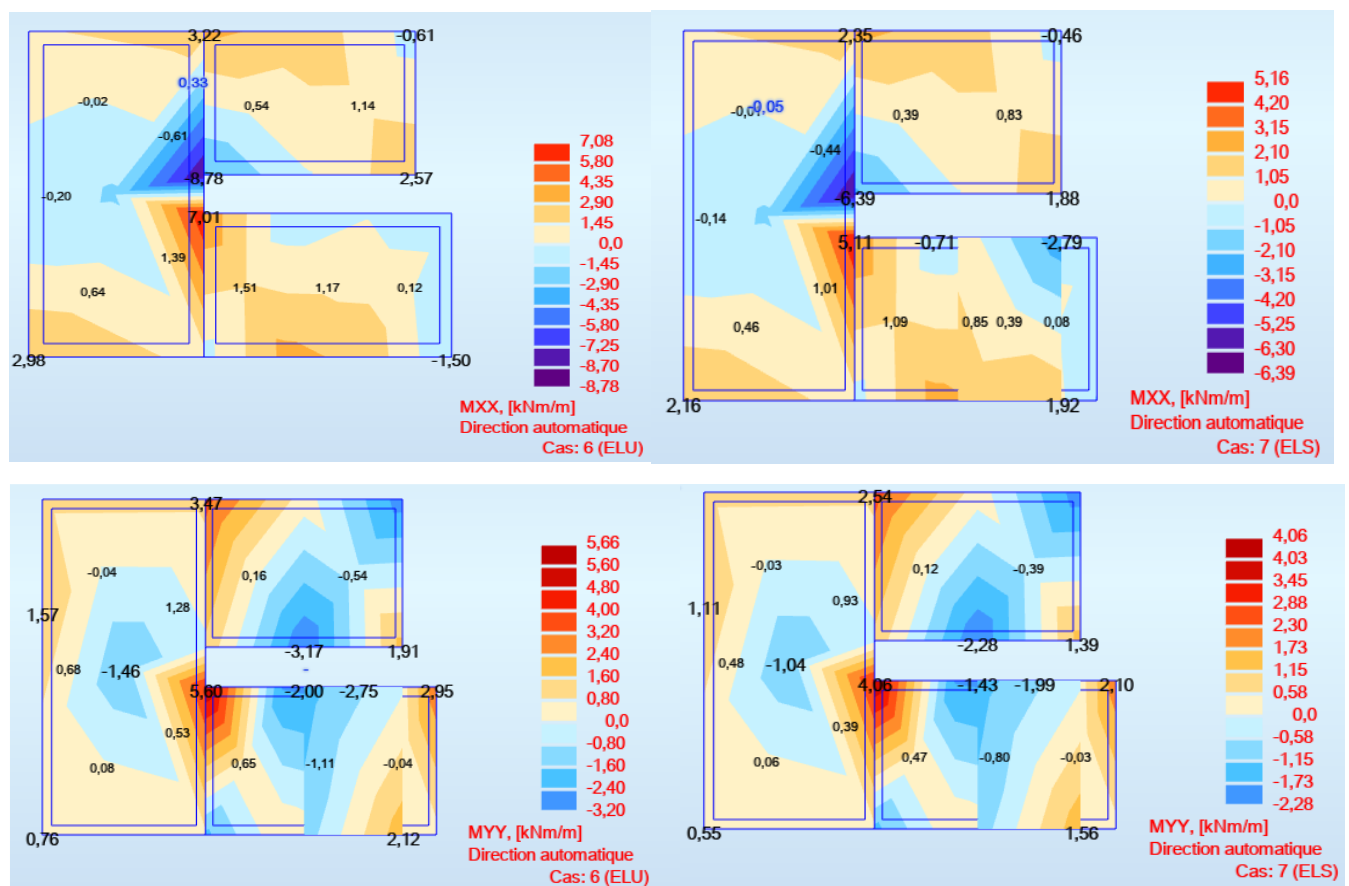


Figure 20-Les sollicitation a ELU et ELS

#### 4.3 Calcul des sollicitations d'escalier de RDC et les étage courante

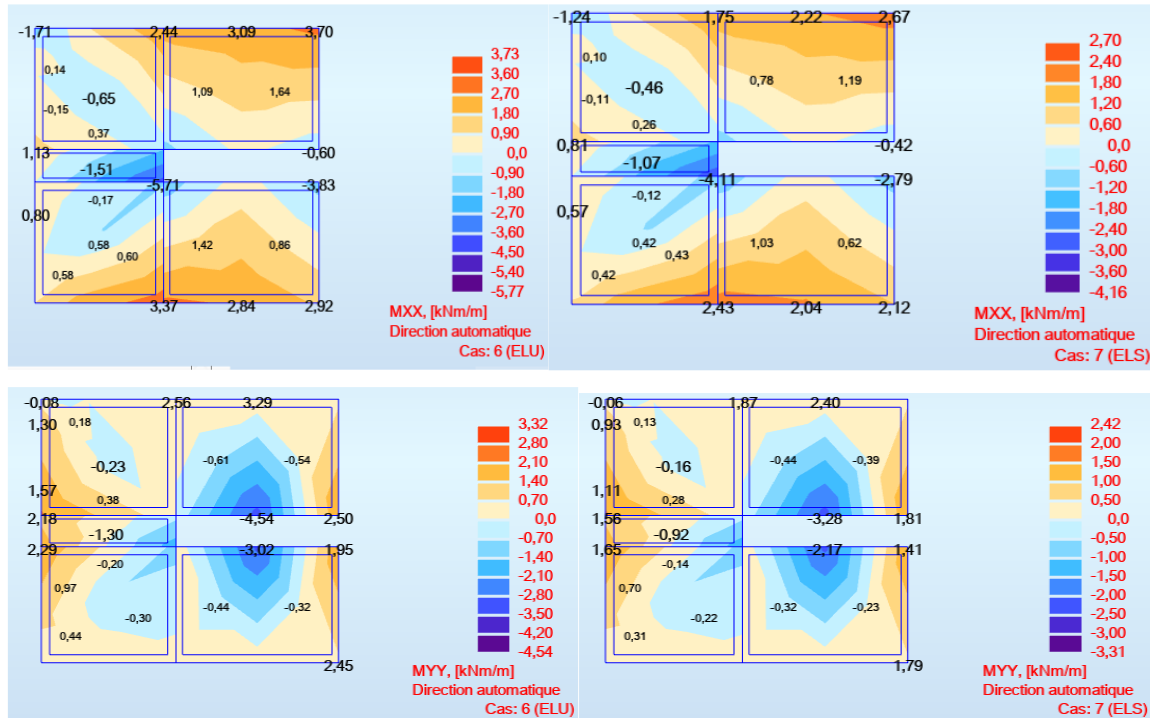


Figure 21-Les sollicitation a ELU et ELS

#### 4.4 Calcul ferrailage de l'escalier

##### 4.4.1. En travée

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8790}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 17} = 0,0443 < 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0443}) = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,057 = 0,97$$

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

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{8790}{0,97 \cdot 10.8 \cdot 435} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot \frac{2,4}{500} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1,92; 1,19) \text{ cm}^2 = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4 HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

e = 25 cm ≤ min[3h ; 33cm] = min[36 ; 33]cm = 33 cm → condition vérifiée

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,92}{4} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

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

#### 4.4.2. Vérification ELS

$$M_u = 22.48 \text{ N.m}$$

$$M_s = 16.21 \text{ N.m}$$

Pour l'état limite de service, on vérifie la relation  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{22.48}{16.21} = 1,39$$

$$\alpha = 0,057 < 0.50 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

#### 4.4.3. Vérification de la flèche

$$L > 5m \text{ donc: } \delta_{adm} = \frac{l}{500}$$

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

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 0,00188 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 22.48 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{22480 * 3.54^2}{10 * 11496.76 * 10^6 * 0,00188} = 0,036 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{354}{500} = 0.708 \text{ cm}$$

{La condition vérifiée }

**Choix finals de ferrailages :**

- HA12 esp=15cm pour les armatures principales.
- HA12 esp=15cm pour les armatures secondaires.
- RL8 esp=15cm pour les cadres.

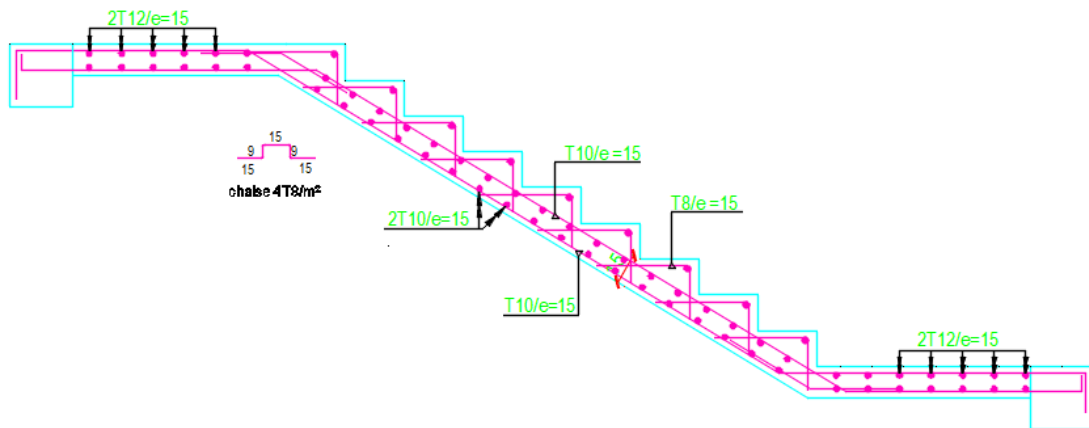


Figure 22-ferrailage d'escalier

## 5. 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.

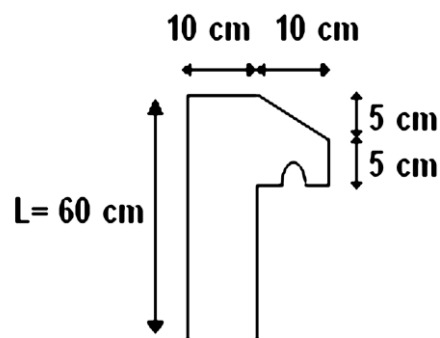


Figure 23-Coupe transversale de l'acrotère

### 5.1 Évaluation des sollicitations de calcul

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

**Tableau 18.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 l'article RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

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

$F_p$  : Force horizontale due au séisme.

$A$  : Coefficient d'accélération zonal.

$C_p$  : Facteur de force horizontale.

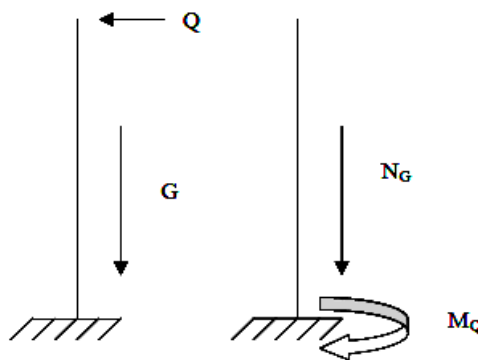
$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.125 = 1,02 \text{ kN}$$

Centre de pression :  $x_c = 0.0616 \text{ m}$  et  $y_c = 0.327 \text{ m}$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique

est illustrée sur la Figure 31 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en Elu et en ELS) dans le Tableau 21.



**Figure 24-Schéma statique de l'acrotère**

**Tableau 19. sollicitation de calcul de l'acrotère**

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0.918	2.86	1.53
ELS	0.918	2.125	1,02

### 5.2 Ferrailage de l'acrotère

$$h=10 \text{ cm} ; \quad b=100 \text{ cm} ; \quad c=7 \text{ cm} ; \quad d = 3 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment  $M_1$  qui est égal à  $M_1 = N' \cdot \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900,6}{100 \cdot 5^2 \cdot 17} = 0,0212 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{435} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_s = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition} : A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

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

$$\sigma_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left( \frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,4} \right) = 215,55 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m} \text{ et } N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{0,60}{1,6875} = 0,35 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$C = -e - h/2 = -0,35 - 0,1/2 = -0,4 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -4794,22 \text{ cm}^2 \text{ et } q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 126467,79 \text{ cm}^3$$

$$y_2 \text{ est racine de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

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 :  $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

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

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

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_S(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 1294,44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$$

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

$$K = 0,39$$

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

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Contrainte de l'acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110 * \sqrt{2 * n}\right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

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

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

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 :

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

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

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

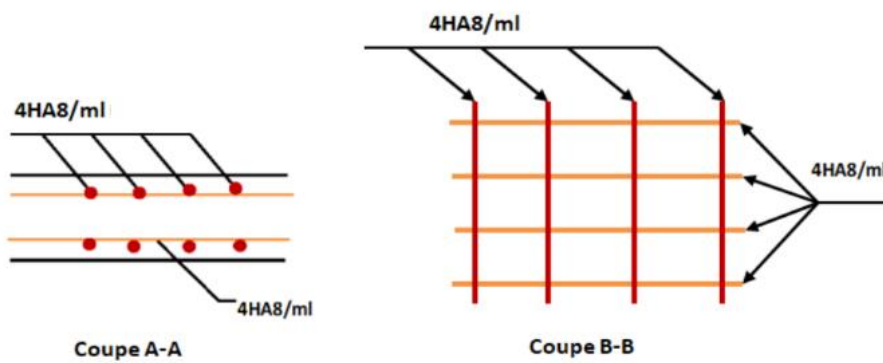
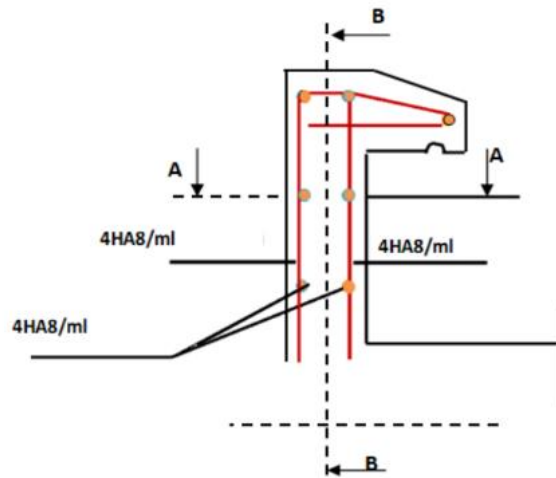


Figure 25-Ferrailage de l'acrotère

## 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.

## Chapitre 4 : Etude sismique

### 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 PRA2024, 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 Sismique

#### 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**

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle 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.

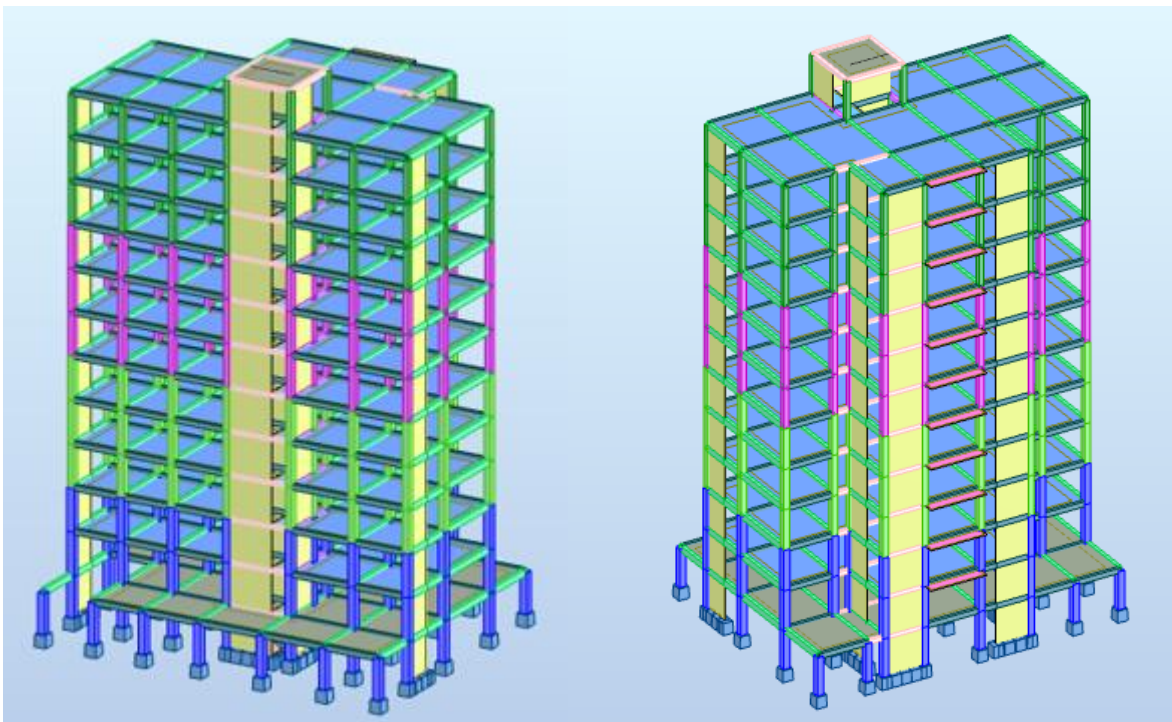
Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides 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.
- 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 2024 est représentée Sur la Figure 26 :



**Figure 26-Modèle 3D de la structure**

La coupe en plan de la structure (Figure 27) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

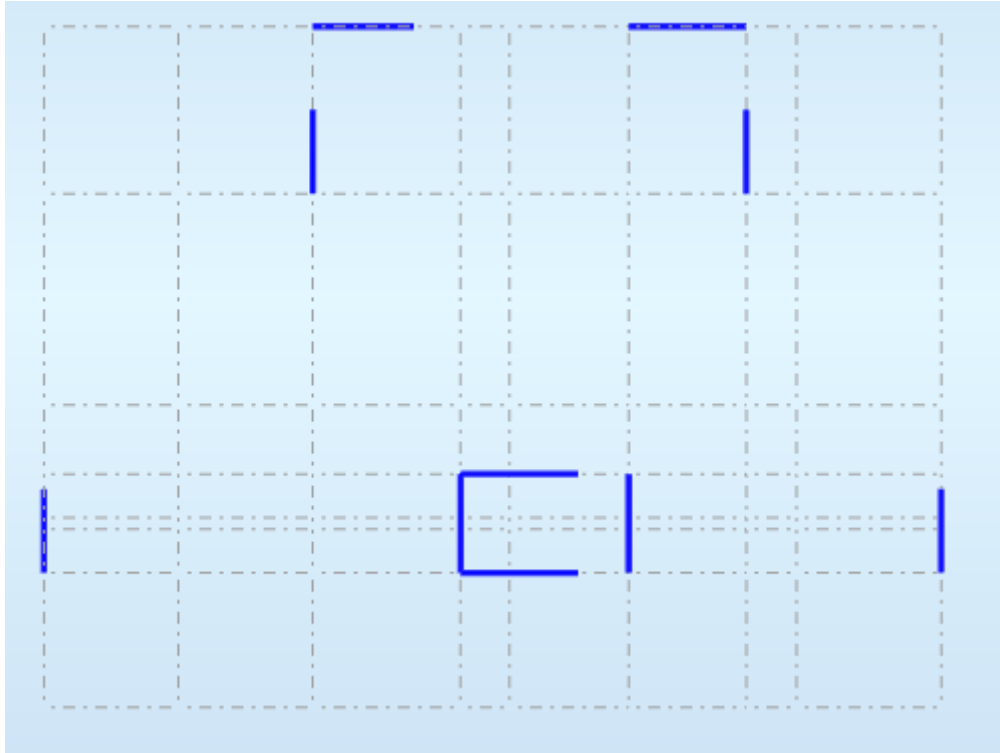


Figure 27-Disposition des voiles de contreventement

### 3. Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone 5 et appartient au groupe 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 48 m. Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites. Il est donc nécessaire

d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse 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 :

T : Période fondamentale de la structure.

Sad : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

I : coefficient d'importance (tableau 3.11 du RPA 2024)

S : coefficient de site ( spectre type 1 tableau 3.4 du RPA 2024)

A : Coefficient de la zone (tableau 3. 10 du RPA 2024).

Q : Facteur de qualité (du RPA 2024).

R : Coefficient de comportement (du RPA 2024).

W : Poids totale de la structure.

$\lambda$  : Coefficient de correction  $\left\{ \begin{array}{l} 0.85: \text{si } T_o \leq (2 * T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 } \\ 1: \text{autrement} \end{array} \right\}$

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 :

$$V = \lambda \frac{Sad}{g} (T_o) * W$$

Zone 5 (Mostaganem) et Groupe 2 (Bâtiment d'importance moyenne)

$$A = 0,25$$

La valeur de R est donnée par le tableau 3.18 du RPA 2024 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de contreventement, équivalent à des voiles.

$$R=4.5$$

Le facteur de qualité (Q) du catégorie (b) est calculé avec cette formule :  $Q = 1 + \sum_1^3 P_q$

Le Tableau 32 résume les valeurs des pénalités.

**Tableau 20.valeurs des pénalités Pq**

Critère (q)	N/observé	observé
<b>2. Redondance en plan</b>	<b>0</b>	<b>0.5</b>
<b>3. Régularité en plan</b>	<b>0</b>	<b>0.5</b>
<b>4. Régularité en élévation</b>	<b>0.20</b>	<b>0</b>

$$Q = 1,10$$

$\xi = 10 \%$  pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{10+2}} = 0.76 > 0.7$

### **Période fondamentale de la structure**

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.  $h_N=42,02$  m

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

$$T = 0,78 \text{ s}$$

Période utiliser d'apprêt le tableau 4.4 du RPA 2024

$$T_{calculer} \geq 1.3 \text{ Tempirique} \Rightarrow T_o = 1.3 \text{ Tempirique} = 1.01s$$

### **Calcul de poids total W de la structure**

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure  $W = W_{G+} + \psi W_P$

Le coefficient  $\psi$  est donné par le tableau 4.2 du RPA 2024.

$\psi = 0.3$  (Charge d'exploitation d'habitation et des bureaux).

$\psi = 0.4$  (Charge d'exploitation des locaux).

$$W = 54143,02 \text{ kN}$$

## **4. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique algérienne RPA 2024**

### **4.1. Vérification du comportement dynamique**

**Tableau 21.résulta d'analyse modale**

Mode	Période (sec)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse cumulées UX %	Masse cumulées UY %
1	1.06	61.44	0.71	61.44	0.71
2	1.03	0.65	62.82	62.09	63.53
3	0.84	1.79	0.02	63.88	63.54
4	0.28	14.93	0.14	78.81	63.74
5	0.27	0.18	16	79	79.74
6	0.24	0.9	0	79.89	79.74
7	0.13	6.39	0.01	86.28	79.75
8	0.12	0.01	7.07	86.29	86.02
9	0.11	0.65	0.01	86.94	86.82
10	0.08	4.05	0.01	90.99	86.83
11	0.08	0.02	4.58	91.01	91.42

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : 10<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **90.99%** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 11<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **91.42%** => **Condition vérifiée**

#### 4.2.Vérification d'effort tranchant a la base

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieur a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

##### 4.2.1. Calcul de force sismique à la base par la méthode statique équivalente

$$V = \lambda \frac{Sad}{g} (To) * W$$

**Tableau 22.récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente**

$\lambda$	<b>0.85</b>
To (s)	<b>1.01</b>
Sad/g	<b>0.118</b>

W (KN)	54143.02
VX (KN)	5430.54
VY (KN)	5430.54

On' a :

Vx dynamique = 4291.99 KN

Vy dynamique = 4455.72 KN

$V_{xdyn} = 4463.67 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 4344.43 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée (après majoration de 1.04)

$V_{ydn} = 4455.72 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 4344.43 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

#### 4.3. Vérification vis-à-vis au renversement

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.

**Tableau 23.vérification au renversement direction x**

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	4353,13	3,06	54143,54	14	394,7706	758009,56
2	4224,12	6,29			962,2442	
3	4071,14	9,52			1887,9112	
4	3872,83	12,75			3025,32	
5	3635,55	15,98			4276,5676	
6	3367,93	19,21			5399,5468	
7	3086,85	22,44			6725,268	
8	2787,15	25,67			8542,7193	
9	2454,36	28,9			11092,109	
10	2070,55	32,13			14978,685	
11	1604,36	35,36			21608,496	
12	993,26	38,59			32829,285	

13	142,54	41,82			5961,0228	
				SOMME	117683,95	<b>OK</b>

**Tableau 24.vérification au renversement direction y**

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	4455,76	3,06	54143,54	10,48	341,5878	567424,2992
2	4344,13	6,29			946,5192	
3	4193,65	9,52			1947,8872	
4	3989,04	12,75			3023,535	
5	3751,9	15,98			4358,545	
6	3479,15	19,21			5632,372	
7	3185,95	22,44			6879,8796	
8	2879,36	25,67			8876,1726	
9	2533,58	28,9			11621,557	
10	2131,45	32,13			15379,667	
11	1652,78	35,36			22259,12	
12	1023,28	38,59			34059,148	
13	140,69	41,82			5883,6558	
				SOMME	121209,65	<b>OK</b>

#### 4.4.Vérification vis-à-vis l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition Suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta_k = \left( \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \right) \leq 0.10$$

Tableau 25.vérification au l'effet P Δ direction x

Etage	P(KN)	Δek(cm)	Δek*R/Qf(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-53096	0,089	0,36401	4353,13	3,06	0,014	OK
2	-45493	0,22	0,8998	4224,12	3,23	0,030	OK
3	-41218	0,31	1,2679	4071,14	3,23	0,039	OK
4	-36986	0,374	1,52966	3872,83	3,23	0,045	OK
5	-32828	0,416	1,70144	3635,55	3,23	0,047	OK
6	-28669	0,44	1,7996	3367,93	3,23	0,047	OK
7	-24550	0,453	1,85277	3086,85	3,23	0,045	OK
8	-20497	0,451	1,84459	2787,15	3,23	0,041	OK
9	*-16444	0,441	1,80369	2454,36	3,23	0,037	OK
10	-12426	0,427	1,74643	2070,55	3,23	0,032	OK
11	-8466,8	0,406	1,66054	1604,36	3,23	0,027	OK
12	-4510,4	0,384	1,57056	993,26	3,23	0,022	OK
13	-491,5	0,477	1,95093	142,54	3,23	0,020	OK

Tableau 26.vérification au l'effet P Δ direction y

Etage	P(KN)	Δ(cm)	Δek*R/Qf(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-53096	0,084	0,34356	4455,76	3,06	0,013	OK
2	-45493	0,212	0,86708	4344,13	3,23	0,028	OK
3	-41218	0,301	1,23109	4193,65	3,23	0,037	OK
4	-36986	0,365	1,49285	3989,04	3,23	0,042	OK
5	-32828	0,408	1,66872	3751,9	3,23	0,045	OK
6	-28669	0,433	1,77097	3479,15	3,23	0,045	OK
7	-24550	0,448	1,83232	3185,95	3,23	0,043	OK
8	-20497	0,448	1,83232	2879,36	3,23	0,040	OK
9	-16444	0,44	1,7996	2533,58	3,23	0,036	OK
10	-12426	0,428	1,75052	2131,45	3,23	0,031	OK
11	-8466,8	0,409	1,67281	1652,78	3,23	0,026	OK
12	-4510,4	0,386	1,57874	1023,28	3,23	0,021	OK
13	-491,5	0,412	1,68508	140,69	3,23	0,018	OK

#### 4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

D'après article 5.10.1 du RPA 2024, une des conditions pour avoir une structure stable et en sécurité, il faut que la justification vis-à-vis du déplacement inter étage doit être vérifiée.

$$\Delta k = \frac{R}{Qf} \delta ck \leq \Delta k = 0.015 hk$$

**Tableau 27.valeurs des déplacements inter-étage sens x , y**

$\Delta k = \frac{R}{Qf} \delta ck$	0.015hk	$\Delta k = \frac{R}{Qf} \delta ck$	0.015Kh
0.364	4.59	0.343	4.59
0.899	4.85	0.867	4.85
1.267	4.85	1.231	4.85
1.529	4.85	1.492	4.85
1.701	4.85	1.668	4.85
1.799	4.85	1.770	4.85
1.852	4.85	1.832	4.85
1.844	4.85	1.832	4.85
1.80	4.85	1.799	4.85
1.746	4.85	1.750	4.85
1.660	4.85	1.672	4.85
1.570	4.85	1.578	4.85
1.950	4.85	1.685	4.85

La condition vérifiée

#### 5. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'évaluer la résistance de la structure face au risque sismique et d'effectuer plusieurs vérifications visant à garantir une conception capable de résister efficacement à ce type de sollicitations. Elle a conduit à un comportement parasismique optimal, notamment grâce à une disposition appropriée des voiles assurant le contreventement du bâtiment, tout en respectant rigoureusement les exigences de la réglementation RPA 2024. Par ailleurs, il a été vérifié que la structure satisfait l'ensemble des conditions de stabilité, tant au niveau global que local, assurant ainsi la sécurité et la performance de l'ouvrage face aux actions sismiques.

## Chapitre 5 : étude des éléments 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 2024), 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 5).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Un quart de la section maximale d'armature supérieure sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

##### 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 critique :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre

$\phi_t$  : Diamètre des armatures de confinement

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

En zone courante :

$$s \leq h/2$$

avec :  $s = \min (h/4 ; 12\phi_l)$  si les armatures comprimée sont nécessaires.

## 2.2 Ferrailage des poutres

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

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$$G + \psi Q \pm E1$$

$$G + \psi Q \pm E2$$

Avec :

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

**Armatures minimales :**

Selon BAEL 91  $\Rightarrow A_{min} = 0,23b.d \times \frac{Ft28}{f_e}$

Selon RPA 2024  $\Rightarrow A_{min} = 0.5\% \times B$

Avec  $B$  : l'air de la section de la poutre

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 29 ci-dessous.

**Tableau 28.sollicitation de calcul maximales des poutres**

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
<b>E.L.U : 1.35 G+1.5 Q</b>	Moment en travée $M_t$	74.32	57.29

	Moment en appui $M_a$	-125.98	-73.76
	Effort Tranchent $T_u$	118.92	60.30
<b>E.L.S : G + Q</b>	Moment en travée $M_t$	54.31	41.51
	Moment en appui $M_a$	-91.90	-54.06
	Effort Tranchent $T_s$	86.85	44.67
<b>A.C.C : G + <math>\psi</math>Q <math>\pm</math> E1 G + <math>\psi</math>Q <math>\pm</math> E2</b>	Moment en travée $M_t$	/	/
	Moment en appui $M_a$	-301.60	-182.44
	Effort Tranchent $T_a$	289.09	94.27

Le Tableau 30 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires

**Tableau 29.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>	3.9	15.4	1,63	7,5	3HA14+3HA12	3HA16+3HA20
<b>Poutre Secondaire</b>	3.8	11.5	1,30	6	3HA14+2HA12	3HA14+3HA20

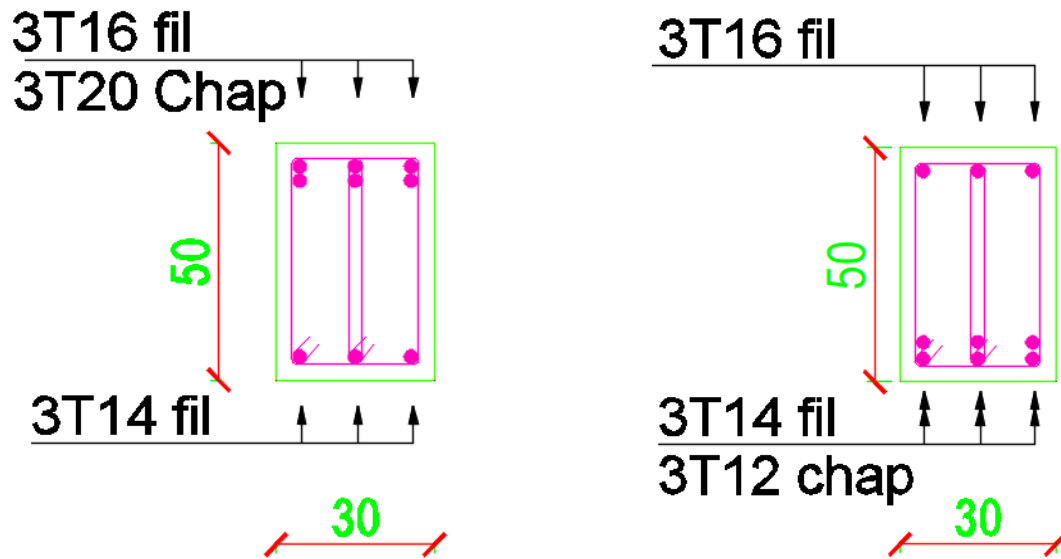


Figure 28-Croquis de ferrailage de la poutre principale

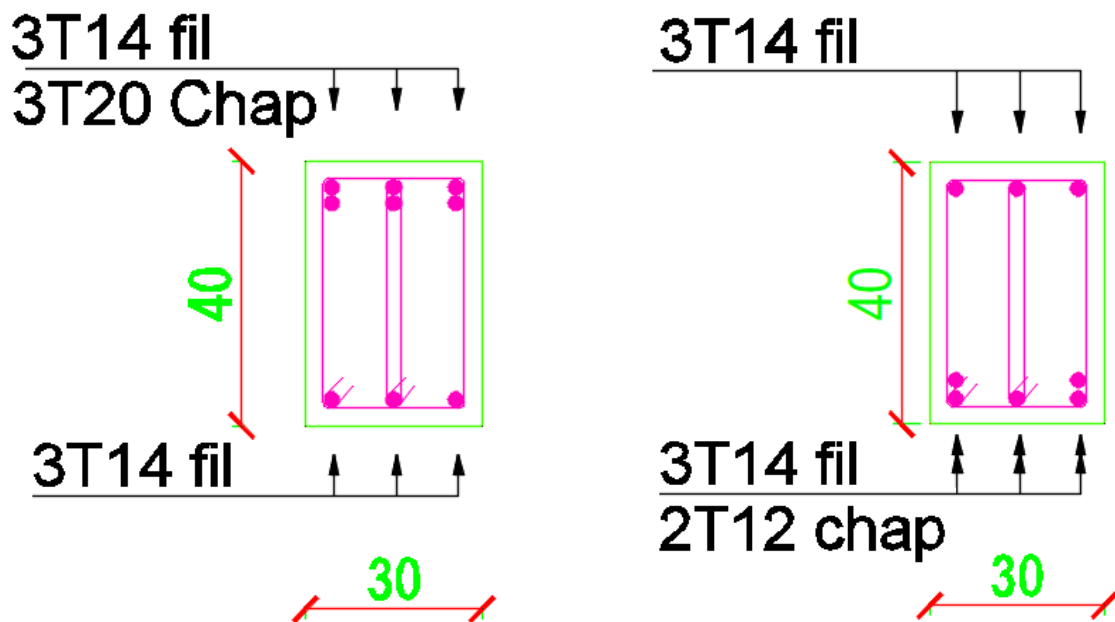


Figure 29-Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

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

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 74.32 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{74320}{17 * 30 * 47^2} = 0.066 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.085; \beta = 0.966 \text{ et } A_s = \frac{74320}{435 * 0.966 * 47} = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\% bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_s = 338.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée](#)}$$

$$\sigma_b = 7,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée](#)}$$

**Armatures transversales**

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

La longueur minimale de recouvrement est de  $60 \Phi$  (zone 5),

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 60 = 84 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 85 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

En zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 6\Phi_l \text{ min}; 17.5 \text{ cm}; 24\Phi_t \right) = 12,5 \text{ cm}$ . On choisit  $S_t = 8 \text{ cm}$

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

## 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.

### 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% (zone 5).

Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale des recouvrements est  $60 \phi$  (zone 5).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone 5.

Exigences de ductilité pour la zone critique  $L_{cr} = \max(1.5h_e; \frac{l_{cr}}{6}; 60cm)$ .

Vérification Art 7.4.3 du RPA 2024 l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc * f_{c28}} \leq 0.35$$

### 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'élanement 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 :

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 6\phi_l, 10cm\right) \text{ ( zone 5)}$$

$$\text{Dans la zone courante : } t' \leq \left(\frac{bc}{2}, \frac{hc}{2}, 10\phi_l\right) \text{ (zone 5)}$$

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 :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : Interpolation entre la 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 :

$$G + \psi Q \pm E1$$

$$G + \psi Q \pm E2$$

Avec :

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

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 31 ci-dessous.

**Tableau 30.récapitulatif de calcul des poteaux**

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations
55 x 55 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_{x \max} = 3474.14 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 17.58 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 4.67 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 260.82 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 40.11 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 1402.93 \text{ kN.m}$ $M_{z \max} = -191.31 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = -0.89 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 1968.66 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 2533.99 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 12.42 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 3.30 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 190.41 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 15.24 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 599.53 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -139.85 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 2.46 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 848.30 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 3155.24 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 4.52 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = -1.12 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 393.54 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = -49.71 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = -325.96 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -318.06 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = -22.94 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 2186.01 \text{ kN}$
50 x 50 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_{x \max} = 2488.89 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = -7.59 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 16.72 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -60.96 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 16.92 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 353.46 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 114.13 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 7.06 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 601.49 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1812.07 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 12.42 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 3.30 \text{ kN.m}$

		$M_{y \max} = -44.31 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 15.24 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 599.53 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 82.77 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 2.46 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 848.30 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1731.89 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 23.02 \text{ kN}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 20.35 \text{ kN}$ $M_{y \max} = 204.29 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = -71.33 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = -73.88 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -254.43 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 38.18 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 97.09 \text{ kN}$
45 x 45 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_{x \max} = 1616.14 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 42.52 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 30.35 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -64.13 \text{ kN}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 21.19 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 819.97 \text{ kN.m}$ $M_{z \max} = 116.98 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 3.47 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 1167.25 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1177.06 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 12.42 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 3.30 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -46.52 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 15.24 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 599.53 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 84.83 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 2.46 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 848.30 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1101.57 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 23.02 \text{ kN}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 20.35 \text{ kN}$ $M_{y \max} = -168.72 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 76.53 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 522.04 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -197.52 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 44.30 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 149.32 \text{ kN}$
40 x 40 cm <sup>2</sup>	ELU	$N_{x \max} = 812.42 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 42.52 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 30.35 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -71.46 \text{ kN}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 21.19 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 819.97 \text{ kN.m}$ $M_{z \max} = 162.15 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 3.47 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 1167.25 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 592.51 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 12.42 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 3.30 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -52.16 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 15.24 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 599.53 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 118.20 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 2.46 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 848.30 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 558.42 \text{ kN}$ ; $M_{y \text{ corr}} = 23.02 \text{ kN}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 20.35 \text{ kN}$ $M_{y \max} = -145.45 \text{ kN.m}$ ; $M_{z \text{ corr}} = 89.09 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 129.84 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 184.06 \text{ kN.m}$ ; $M_{y \text{ corr}} = -104.08 \text{ kN.m}$ ; $N_{x \text{ corr}} = 96.12 \text{ kN}$

Le ferrailage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 28 et le Tableau 32 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans la Figure 30.

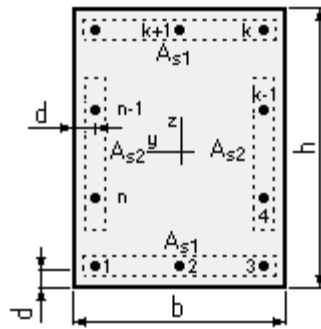
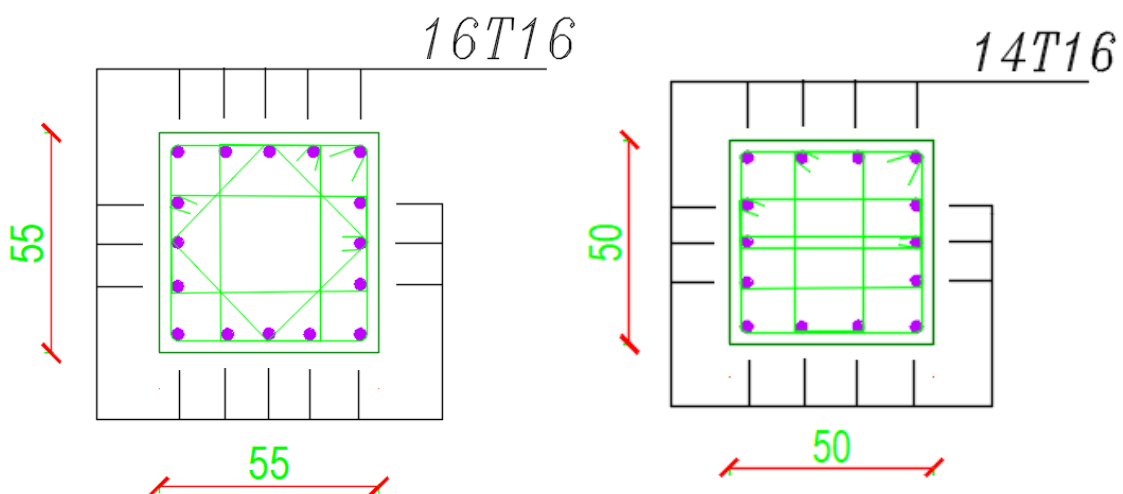


Figure 30-Section de ferrailage du poteau

Tableau 31.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>			
55 x 55	5.5	5.7	3.01	30.25	16HA16
50 x 50	4.7	6	2.48	25	14HA16
45 x 45	5	5.4	2.01	20.25	14HA16
40 x 40	7.2	5.4	1.59	16	14HA14



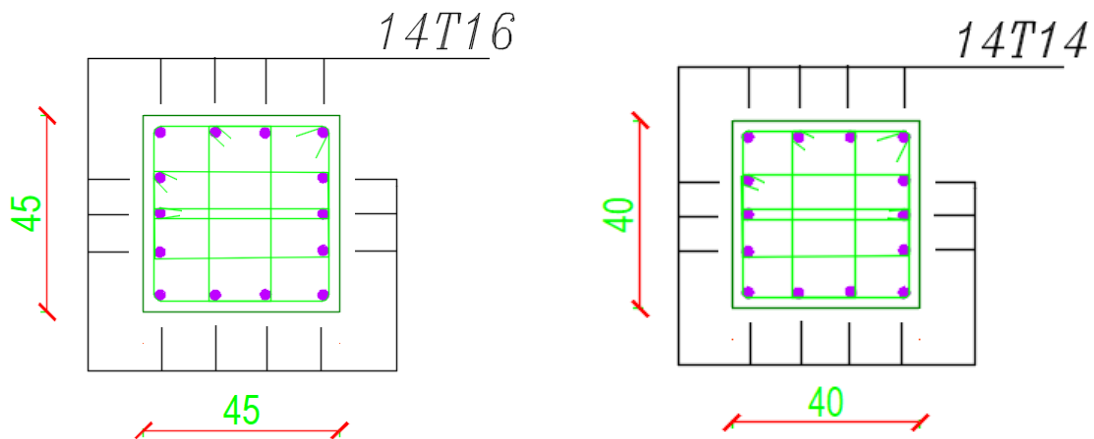


Figure 31-Croquis du ferrailage des poteaux

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

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  du RDC (Figure 32), ayant les caractéristiques suivantes :  $S = 50 \times 50$  ;  $C = C' = 5 \text{ cm}$  ; Acier Fe E500;  $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$ .

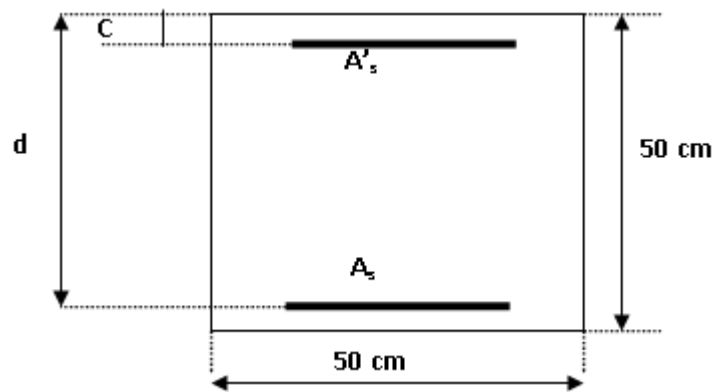


Figure 32-Coupe du poteau  $50 \times 50 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{Max}} = 970.90 \text{ kN}; \quad M_{y \text{ corr}} = 254.430 \text{ kN.m}$$

$$\text{Position du point application de l'effort normal } N \text{ est } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{254.430 \times 100}{970.90} = 26.21 \text{ cm} >$$

$$\frac{h}{12}$$

On a une section est partiellement comprimée

On revient à la flexion simple avec un moment fictif  $M_f$  :

$$M_f = 60249.99 \text{ N.m}$$

**Calcul de  $\sigma_b$  et  $u$ :**

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0.032$$

On a  $u < u_{AB} = 0.186 \Rightarrow$  Pivot A et A' n'existe pas.

**Calcul en flexion simple :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0443}) = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 * 0,041 = 0.984$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

**Les sections des armatures fictives :**

$$A_f = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A'f = 0,00 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage minimal (BAEL)  $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 45 \cdot \frac{2,4}{500} = 2,94 \text{ cm}^2$**

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(22,14; 2,94) = 22,14 \text{ cm}^2$$

**Les sections des armatures réelles:**

$$A = 22,14 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0,00 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 2,94)$$

$$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{cnf}}) = \max(22,14; 2,94)$$

$$A_{\text{sup}} = 2,48 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{inf}} = 22,14 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures de ferrailage :**

$$4\text{HA}14 + 10\text{HA} 16 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 26,26 \text{ cm}^2$$

#### 4. Etude des voiles

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

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

#### 4.1 Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La Figure 33 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$ .

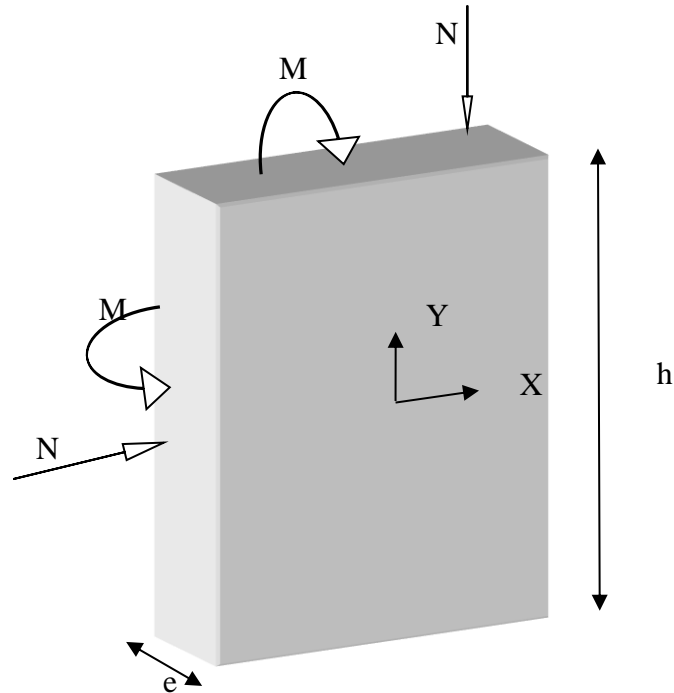


Figure 33-Schéma d'un voile

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 2024. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrits ci-dessous.

#### **1<sup>er</sup> cas : Section Entièrement Comprimée (SEC)**

Si  $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ , la section du voile est entièrement comprimée et il n'existe pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024.  $(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h$

#### **2<sup>ème</sup> cas : Section Entièrement Tendue (SET)**

Si  $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ , la section du voile est entièrement tendue et par conséquent, il n'existe pas de zone comprimée. Le calcul des contraintes de traction permet de déterminer la section des armatures verticales  $A = \frac{f_t}{f_e}$  qui est comparée à la section minimale exigée par le RPA 2024 et ensuite ferrailer avec le cas le plus défavorable des deux.

#### **3<sup>ème</sup> cas : Section Partiellement Tendue (SPT)**

Si  $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$  sont de signe différents, la section du voile est partiellement tendue, donc le calcul est établi sur la base des contraintes de la zone tendue.

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

Selon l'article 7.7.2 avant on passe au calcul de ferrailage, il faut d'abord vérifier le coffrage :

$$Vd = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0.40$$

#### **Armatures verticales**

Calculer la zone de confinement ou il y a des armatures de confinement (armatures transversales).

Selon RPA 2024, elles sont disposées en deux nappes parallèles et il exige un pourcentage minimal égal à 0,5% de la section du béton de la zone confinée et le ferrailage est disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Selon art 7.7.4 du RPA 2024 les voiles élancés correspondent à  $(\frac{h_w}{l_w}) > 2$  : le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique du voiles voir la figure 34 :

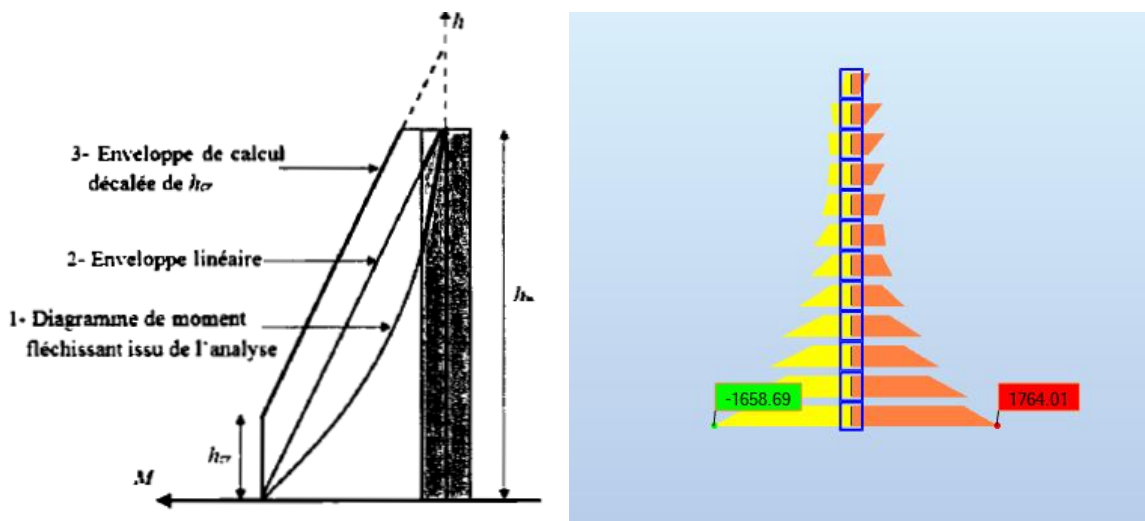


Figure 34-enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

### Armatures horizontales

Les barres horizontales doit vent être munies de crochets. Dans le cas ou il existe des extrémités Confinées, es barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des Talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance a 'Effort tranchant, doit satisfaire eqn suivant :

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z * fe}$$

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

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

### Règles communes

le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur le mesurée à partir du bord du voile jusqu'à au point correspondant à une déformation critique du béton.

La longueur de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$L_c \geq \max(0.15L_w; 1.5b_w)$$

Avec :

$L_w$  : longueur du voile

$B_w$  : largeur de l'amé du voile

Le pourcentage des armatures longitudinales dans l'élément de rive doit rester au moins égal à 0.5% de la section de la zone confinée.

Les armatures verticales ; des éléments de rive devraient être confinée avec des cadre ou des étriers horizontaux dont l'espacement verticales doit satisfaire la condition suivant :

$$S_t \leq \min(b_0/3; 12.5; 6\phi_l)$$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne droit pas dépasse 20 cm

Ferraillage de l'amé doivent se composer de deux treilles de barre ayant les même caractéristiques d'adhérence reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm.

$$mm \leq \phi_{max} \leq b_w/8$$

### 4.3 Ferraillage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA2024 sont citées ci-dessous.

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

ELS :  $G + Q$

ELA :  $\begin{cases} G + \psi Q \pm E1 \\ G + \psi Q \pm E2 \end{cases}$  avec :  $\begin{cases} G + \psi Q \pm E2 \\ G + \psi Q \pm E2 \end{cases}$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 4 types (Figure 35) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 33.

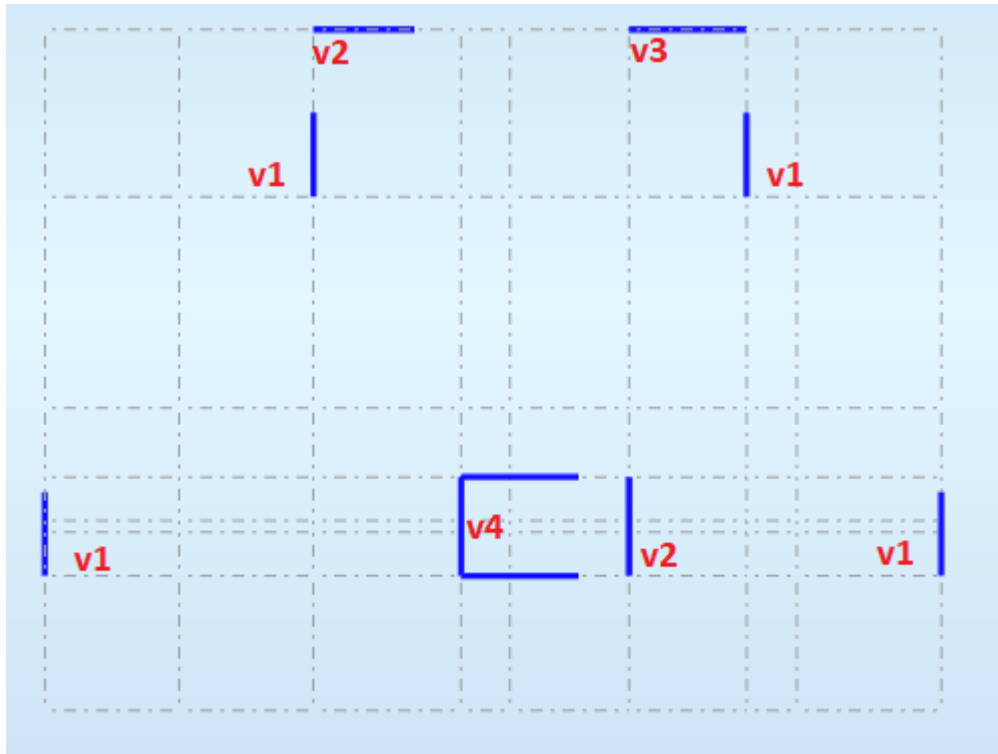


Figure 35-Typologie des voiles étudiés

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive ( $A_t$ ) mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile doit être présente sur la hauteur ( $h_{cr}$ ) et doit satisfaire la condition :

$$A_t = 0.09st * b_o * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Tableau 33.section d'armatures de confinement

Type de voile	La Section de la zone Confinée (cm <sup>2</sup> )	$A_t = 0.09st * b_o * \frac{f_{c28}}{f_e}$	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	$A_t < Aadopté$	St
Voile 1	20x40	0.38	2 Ø 8 (1.01)	c.v	10
Voile 2	20x45	0.38	2 Ø 8 (1.01)	c.v	10
Voile 3	20x45	0.38	2 Ø 8 (1.01)	c.v	10
Voile 4	20x55	0.38	2 Ø 8 (1.01)	c.v	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% (Article du 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  $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_o d} = \frac{1.4 * V_{u cal}}{b_o d}$

Le ferrailage horizontal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 36 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 35.

**Tableau 34. effort de réduction les plus défavorables agissants sur les voiles avec leur ferrailage**

cas	sollicitations	Panneau	Ferrailages calculés (cm2)	Amin Bael (cm2)	Amin RPA (cm2)	Choix
ELU	Nyymax=195,72 Mxxcor=4,49	1162	As1 = 4.8 As2 = 4.8	As min = 9,6	/	/
	Mxxmax=7,08 Nyycor=43,38	1237	As1 = 4.8 As2 = 4.8	Asmin=9,6	/	/
	Nyymmin=-1239,85 Mxxcor=-0,14	1127	As1 = 14.3 As2 = 14.3	Asmin=9,6	/	5T16 5T16
ACC	Nyymax=2279,02 Mxxcor=6,24	1129 21(cas)	As1 = 23.75 As2 = 23.75	Asmin=9,6	/	8T20 8T20
	Mxxmax=10,00 Nyycor=659,41	1048 22(cas)	As1 = 15.8 As2 = 15.8	As min = 9,6	/	/
	Nyymmin=-825,10 Mxxcor=-0,09	1127 22(cas)	As1 = 4.8 As2 = 4.8	Asmin=9,6	/	/
ELS	Nyymax=142,56 Mxxmax=3,26	1162	As1 =25.13 As2 =25.13	/	As min = 20 cm2	8T20 8T20

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 34 et le Tableau 34 résume le ferrailage des voiles.

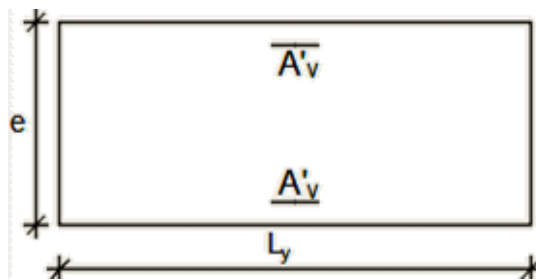


Figure 36-Section du ferrailage du voile

**Tableau 32.récapitulatif du ferrailage des armatures horizontale**

cas	sollicitations	Panneau	Ferrailages calculés (cm2)	Amin Bael (cm2)	Amin RPA (cm2)	Choix
ELU	Nxxmax=207,17 Myycor=16,37	1162	As1 = 5.11 As2=5.39	As min = 9,6	/	/
	Myymax=28,60	1237	As1 = 4.8	As min = 9,6	/	/

	N <sub>xxcor</sub> =68,43		As <sub>2</sub> =4.8			
	N <sub>xxmin</sub> =-248,16 My <sub>ycor</sub> =-0,44	1127	As <sub>1</sub> = 4.8 As <sub>2</sub> =4.8	As min = 9,6	/	/
<b>ACC</b>	N <sub>xxmax</sub> =1197,30 My <sub>ycor</sub> =20,16	1132 21(cas)	As <sub>1</sub> =15.07 As <sub>2</sub> =15.07	As min = 9,6	/	8T16 8T16
	My <sub>ymax</sub> =32,39 N <sub>XXcor</sub> =98,09	1237 21(cas)	As <sub>1</sub> = 5.83 As <sub>2</sub> =5.83	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	/
	N <sub>xxmin</sub> =-165,07 My <sub>ycor</sub> =-0,26	1127 22(cas)	As <sub>1</sub> =4.8 As <sub>2</sub> = 4.8	As min = 9,6	/	/
<b>ELS</b>	N <sub>xxmax</sub> =150,86 My <sub>ymax</sub> =11,92		As <sub>1</sub> = 16.08 As <sub>2</sub> =16.08		As min =20 cm <sup>2</sup>	8T16 8T16

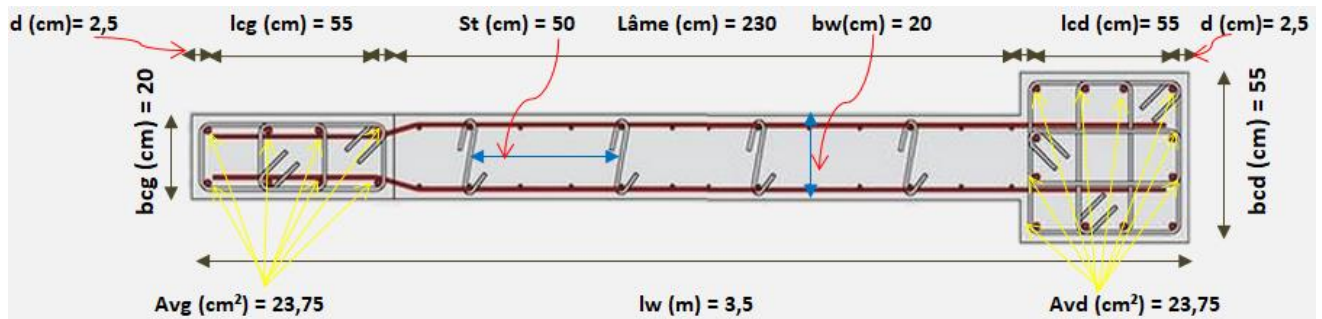


Figure 37-Croquis du ferrailage des voiles

### Exemple de calcul Ferrailage verticales des voiles cas durable transitoire

#### Flexion composée

#### Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :

$$e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 6,24}{2279,02} = 0,27 [\text{cm}]$$

Détermination de la nature de sollicitation :

Si  $e_0 \leq d - Y_G$

On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8 \text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc:

Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

Calcul des sections des armatures tendues :

$$A_2 = \frac{N(Y_G - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d') \cdot 100} ; A_1 = \frac{N}{100\sigma_{10}} - A_2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_2 = \frac{2279.02(10 - 2 + 0.27)}{500(18 - 2) \cdot 100} = 23.75 \text{ cm}^2 ; A_1 = \frac{2279.02}{100 \cdot 500} - 23.75 = 21.83 \text{ cm}^2$$

**8T20 → 25.13cm<sup>2</sup>**

**T20 → esp=12.5cm**

**Ferrailage verticales des voiles a l'ELS**

**Section rectangulaire entièrement tendue**

**Condition pour que la section soit entièrement tendue :**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera entièrement tendue, si l'effort normal est un effort de traction appliqué entre les armatures.

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_{s_1} = \frac{N \cdot e_a}{100 \cdot (d - d') \cdot A_1} ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{N(d - d' - e_a)}{100 \cdot (d - d') \cdot A_2}$$

$$\sigma_{s_1} = \frac{142.56 \cdot 2.29}{100(18 - 2) \cdot 21.83} = 18.39 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{142.56(18 - 2 - 2.29)}{100(18 - 2) \cdot 23.75} = 38.34 \text{ MPa}$$

N en [N] ; b, h, e<sub>a</sub>, d et d' en [cm] ; A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> en [cm<sup>2</sup>] ; ⇒ σ<sub>s<sub>1</sub></sub>, σ<sub>s<sub>2</sub></sub> en [MPa].

σ<sub>b</sub> = 1.48 < σ̄<sub>b</sub> Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

σ<sub>b</sub> = 1.48 < σ̄<sub>b</sub> Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

Choix des armatures

**8T20 → 25.13cm<sup>2</sup>**

**T20 → esp=12.5cm**

**Ferrailage horizontales des voiles en cas durable transitoire**

**Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue**

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_{G=\frac{h}{2}} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :

$$e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 9.52}{553.69} = 1.68 \text{ [cm]}$$

Détermination de la nature de sollicitation :

Si  $e_0 \leq d - Y_G$

On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8 \text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc:

Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

### Ferrailage horizontales des voiles a ELS

#### Section rectangulaire partiellement tendue

$N$  et  $M_{GB}$  sont l'effort normal et le moment fléchissant appliqués au centre de gravité de la section du béton seul.

#### Condition pour que la section soit partiellement comprimée :

Une section est partiellement comprimée si :

- Le point d'application d'un effort normal de traction  $N$  se trouve en dehors des armatures.
- Le point d'application d'un effort normal de compression  $N$  se trouve en dehors de section.
- Si  $N$  est un effort de compression appliqué à l'intérieur de la section (à l'intérieur du segment des armatures) avec la condition suivante :

$$\frac{M_G}{N} \geq \frac{I_{xx'}}{[B + 15.(A + A')].v_2}$$

Où  $M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section homogène.

$I_{xx'}$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe  $xx'$  passant par son centre de gravité.

$B$  : Section du béton seul.

$v_2$  : Distance du centre de gravité à l'arête inférieure (la fibre la plus tendue).

Si  $A$  et  $A'$  ne sont pas connues, la condition précédente peut-être remplacée par :  $\frac{M_{GB}}{N} > \frac{h}{6}$

$$\frac{11520}{66330} = 0.17 > \frac{20}{6} = 3.33$$

#### Calcul des contraintes :

$$p = -3.c^2 - \frac{90.A'}{b}.(c-d') + \frac{90.A}{b}.(d-c) = -1190.07 \text{ cm}^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}.(c-d')^2 - \frac{90.A}{b}.(d-c)^2 = -14503.21 \text{ cm}^2$$

$y_2$  est la solution de l'équation  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$  dont la résolution est comme suite :

$$\text{Calculons : } \Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3$$

$$\Delta = -48141.99^2 + \frac{4}{27} * -2589.96^3 = -0.3^{10}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \sqrt{\frac{-3}{p}} ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{2589.96}{3}} = 39.83$$

**Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1}{2} + 15 \cdot [A' \cdot (y_1 - d') - A \cdot (d - y_1)]$$

$$K = \frac{N}{100 \cdot S} \quad (\text{N négatif en cas de traction})$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 ; \quad \sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d') ; \quad \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

N en [N], M en [N.m] ; b, d, d' en [cm], A et A' en [cm<sup>2</sup>]  $\Rightarrow \sigma_b, \sigma_s$  et  $\sigma'_s$  en [Mpa]

$$S = \frac{100 \cdot 3.53}{2} + 15 [11.31 \cdot (3.53 - 2) - 11.31 \cdot (18 - 3.53)] = -3044.18$$

$$K = \frac{66.550}{100 \cdot (-1572.09)} = 0.5$$

$$\sigma_b = 0.42 * 3.53 = 1.41$$

$$\sigma'_s = 15 * 0.42 \cdot (3.53 - 2) = -4.84$$

$$\sigma_s = 15 * 0.42 \cdot (18 - 3.53) = 101.48$$

$\sigma_b = 1.48 < \bar{\sigma}_b$  Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

**8T16  $\rightarrow$  16.08cm<sup>2</sup>**

**T16  $\rightarrow$  esp=12.5cm**

## 5. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'ensemble des calculs relatifs aux éléments structuraux du bâtiment en béton armé, conformément aux normes en vigueur (notamment les normes locales RPA2024 et BAEL 91). L'étude a porté sur les principaux composants porteurs tels que les poutres, les poteaux, les voiles, en tenant compte des différentes sollicitations induites par les charges permanentes, d'exploitation et accidentels.

Les vérifications menées ont montré que les dimensions choisies et les armatures prévues assurent à la structure une résistance suffisante face aux efforts internes, tout en respectant les

critères de stabilité, de sécurité et de déformation. Le béton armé, par ses propriétés mécaniques et sa capacité à travailler en compression comme en traction grâce à l'apport de l'acier, s'est révélé parfaitement adapté aux exigences du projet.

## Chapitre 06 : Etude 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  $\bar{\sigma}_{sol} = 3.2$  bars.

### 2. Choix du type de fondation

Le système de fondation est constitué d'un radier dalle, le model de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel Robot structural analysis.

Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical  $K_{z=20}$  Kg/cm<sup>3</sup> (valeur donnée par le rapport géotechnique).

Pour les fondations communes a plusieurs élément vertueux (longrines de fondation semelle filantes ; radiers ect.

Les combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E2 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

### 3. Prédimensionnement du radier

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 de 50 cm de chaque côté. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante.

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

#### Condition forfaitaire

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

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux L=6.30 m.

L= 6.30m => 78.75cm ≤ h ≤ 126cm (On prend h = 110cm)

#### Condition de rigidité

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

Avec

$L_{\max}$  : Plus grande distance entre deux files parallèles.  $L_{\max} = 6.30\text{m}$

E : Module d'élasticité du béton armé.  $E = 21.10^3 \text{ MPa}$

K : Coefficient de raideur du sol.  $K = 20000 \text{ KN/m}^3$

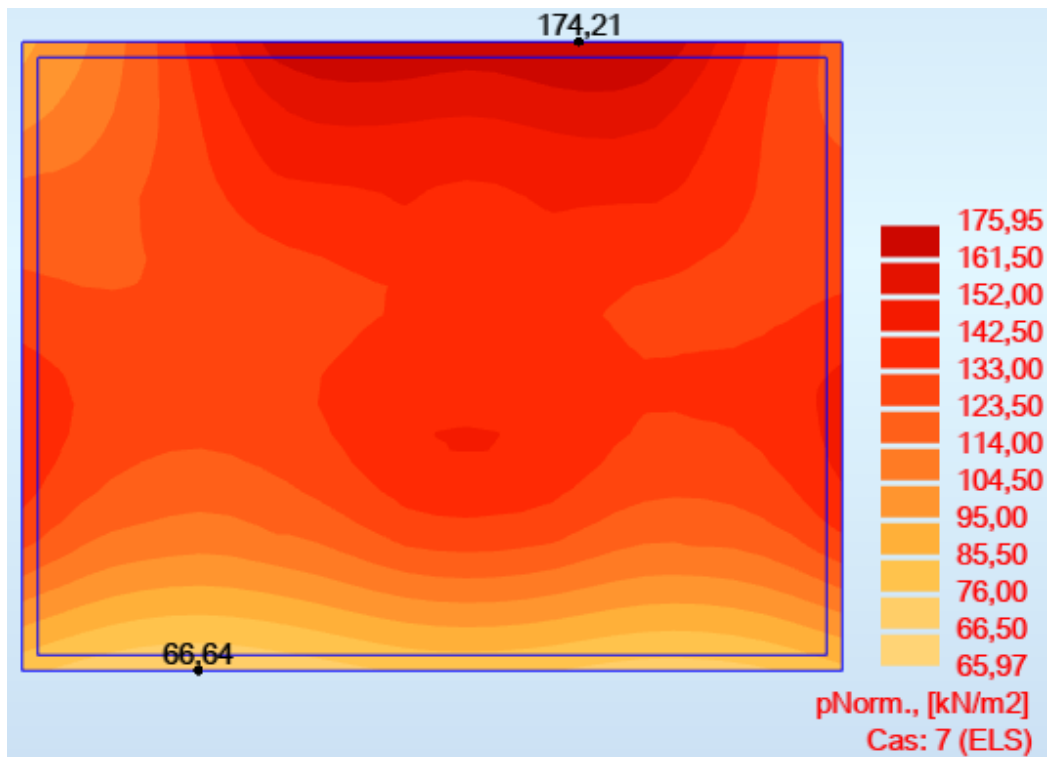
$h_r \geq 1.95 \text{ m}$

On prend  $h = 110\text{cm} \Rightarrow$  Radier Souple.

**Tableau 33.donnés relatives aux matériaux**

<i>Données du béton</i>		<i>Données du sol</i>	
$f_{c28}[\text{MPa}]$	30	<i>Contrainte du sol</i> <i>(Kg/cm<sup>2</sup>)</i>	3,20
$f_e[\text{MPa}]$	500		
Densité du béton KN/m <sup>3</sup>	25		

#### 4. Vérification des contraintes dans le sol



**Figure 38-distribution des contraintes à l'ELS**

$$\sigma_{\max} = 1,74 \text{ Bar}$$

$\Rightarrow 1,74\text{Bar} < 3,20\text{Bar} \Rightarrow$  Condition vérifiée

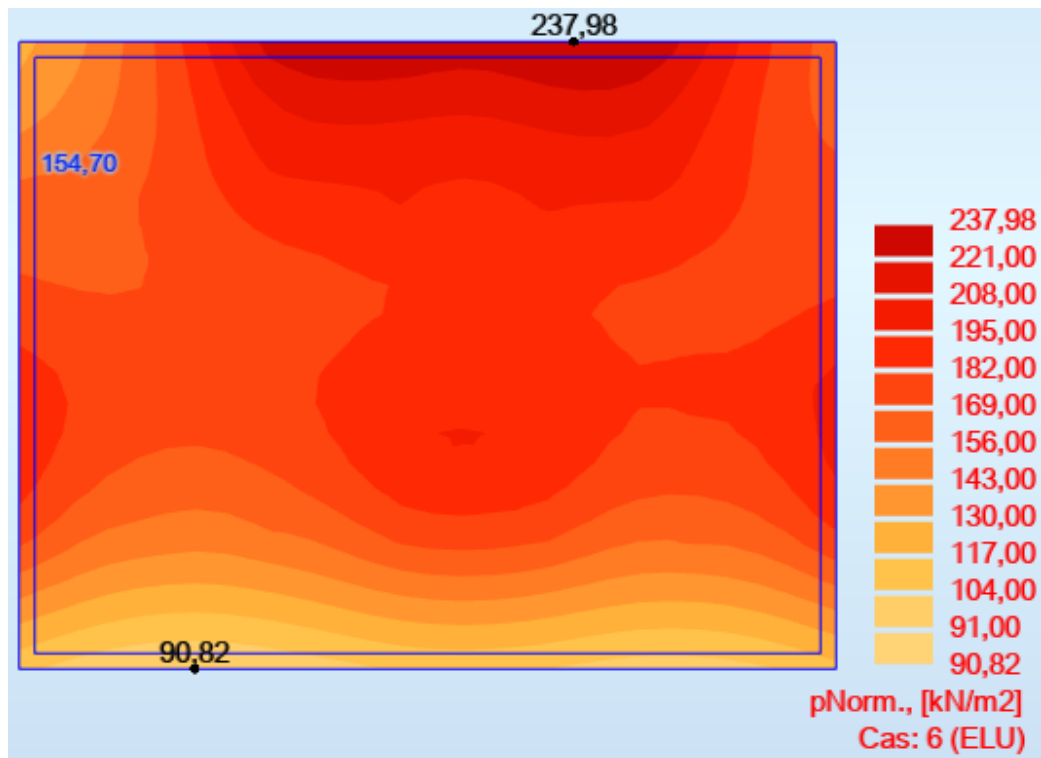


Figure 39-distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 2,37 \text{ Bar}$$

$\Rightarrow 2,37\text{Bar} \leq 3,2 \times 1,5 = 4,8\text{Bar} \Rightarrow$  Condition vérifiée

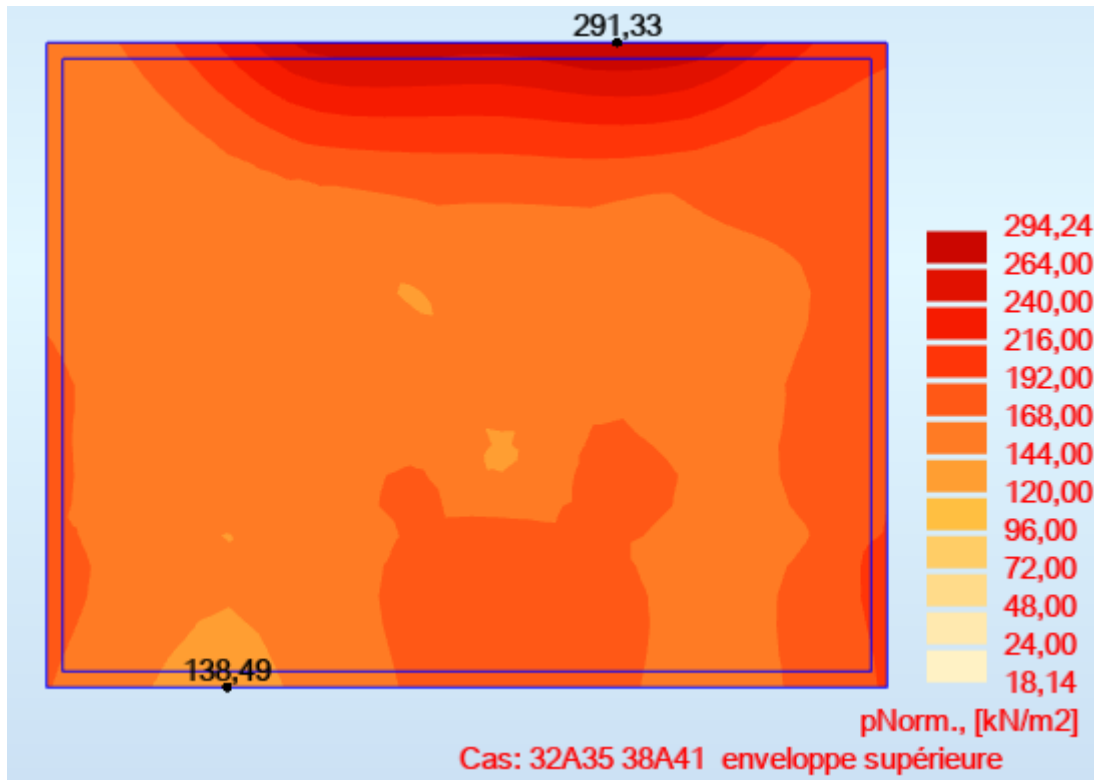


Figure 40-distribution des contraintes à l'ELA

$$\sigma_{\max} = 2,91 \text{ Bar}$$

$$\Rightarrow 2,91 \text{ Bar} \leq 3,2 \times 1,33 = 4,25 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les combinaisons des actions sismiques à prendre en considération selon le RPA2024 sont citées ci-dessous.

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E2 \end{cases}$$

## 5. 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

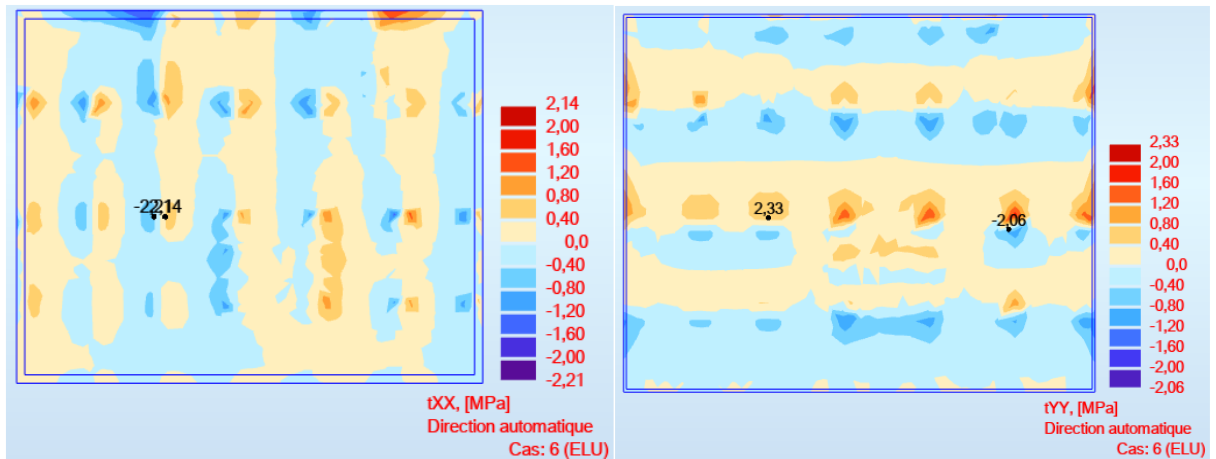
$a$  ;  $b$  : dimensions du poteau

$h$ : hauteur de la dalle du radier

**Tableau 34.impacte do poteau le plus sollicité sur la dalle du radier**

<b>Poteaux du centre (0,55m x 0,55m)</b>	
$P_U$	347,414 t
a	0.55 m
b	0,55 m
h	1,10 m
$U_C$	6,60 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	653,4 t
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	<b>Condition vérifiée</b>

**6. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]**



**Figure 41-Distribution de la contrainte de cisaillement sens XX et sens YY**

**Tableau 35.vérification des contrainte de cisaillement**

Niveau	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,07 \times \frac{f_c28}{\gamma b} = 1,75 \text{MPa}$
Radier	$\frac{Vu}{b \times d} = 2,35 \text{ Mpa}$	<b>Condition non vérifiée</b> <b>donc il faut calculer les armatures d'effort tranchant</b>

N.B : Les armatures transversales qu'il fallait ajoute ; ce n'est pas pour tous le radier juste pour les zones sous poteaux et voiles.

La nouvelle vérification des contrainte de cisaillement d'âpre on ajout des armatures d'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_o \times d} = 2,35 \text{ MPa} < 0,15 \times \frac{f_c28}{\gamma b} = 3,75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

#### Armature d'effort tranchant

Art 5.1.23 etat limite ultime des armatures d'ame la justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'ame s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment. Par la relation :

$$\frac{A_t}{b_o \times s_t} \geq \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times \frac{0,3 \times f_t28}{0,9 \times f_e})$$

Pour quelle la condition vérifiée nous prend :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadre de diamètre 10 mm avec un espacement } S_t = 8 \text{ cm).}$$

## 7. Cartographie et ferrailage du radier

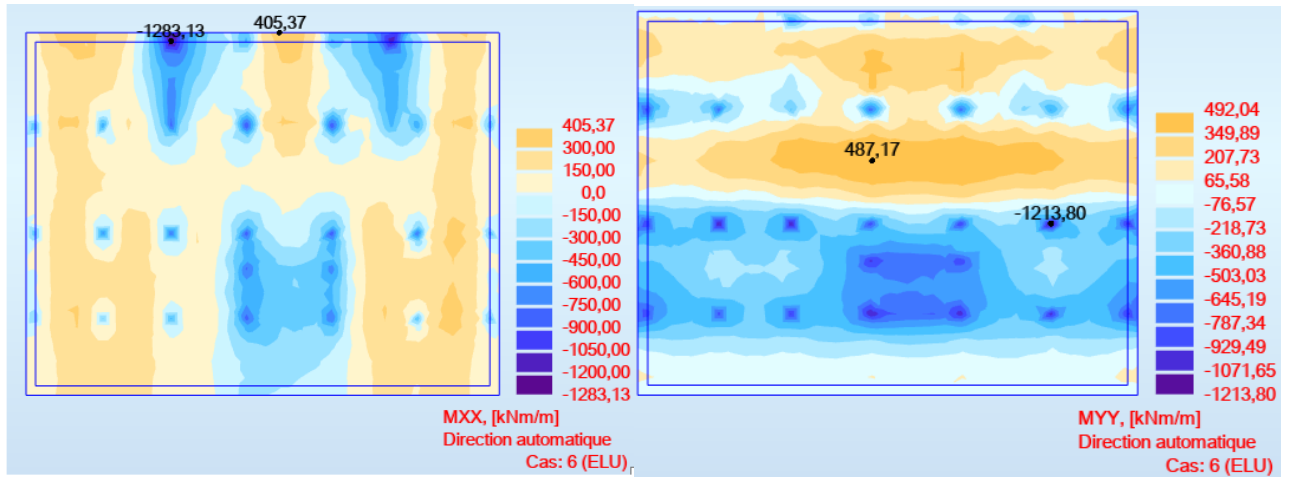


Figure 42-Cartographie des moments fléchissant a l'ELU

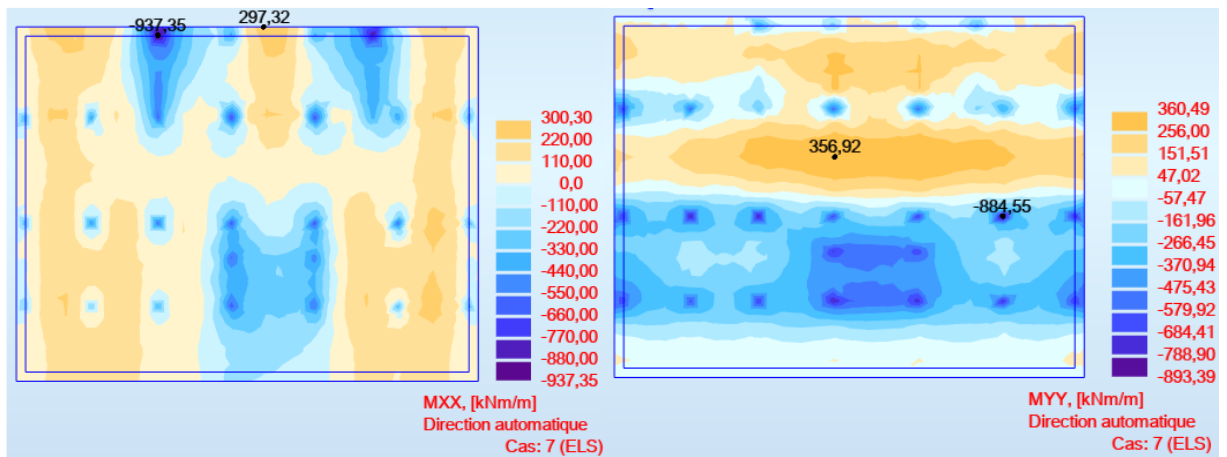


Figure 43-Cartographie des moments fléchissant a l'ELS

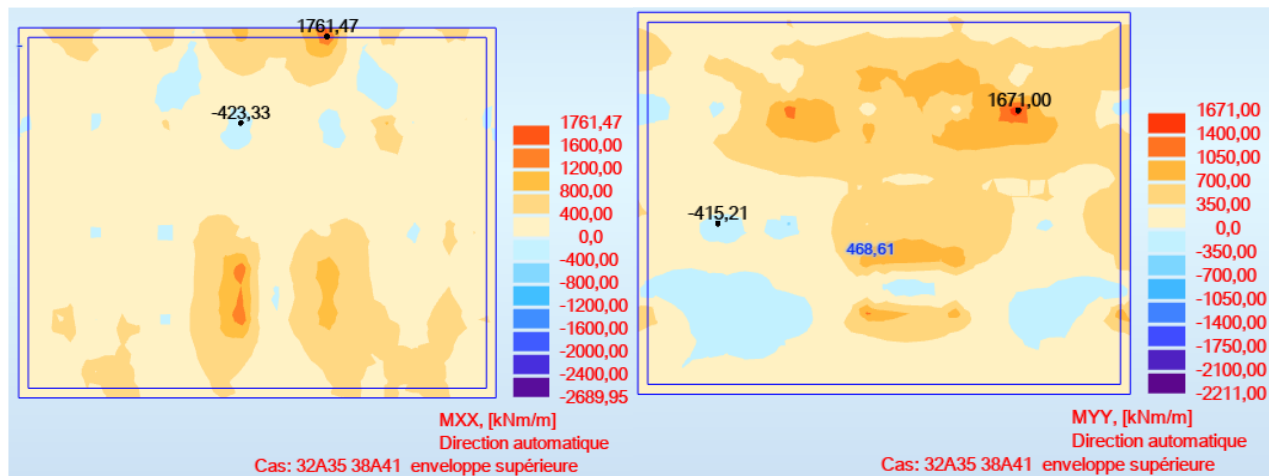


Figure 44-Cartographie des moments fléchissant a l'ELA

**Tableau 39.récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Radier</b>	-1283.13	405.37	-937.35	297.32	-423.33	1761.47
<b>Ferraillages [cm<sup>2</sup>]</b>	32.49	10.49	32.49	15.55	10.49	38.88

**Tableau 40.récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Radier</b>	-1213.80	487.17	-884.55	356.92	-415.21	1671
	30.65	11.99	30.65	18.78	10.49	36.78

**Calcul de Section d'Armature en Travée (Nappe supérieure)**

**Armature théorique pour les deux sens :**

En appuis : 32.49 cm<sup>2</sup>/ml : choix 20T16/ml

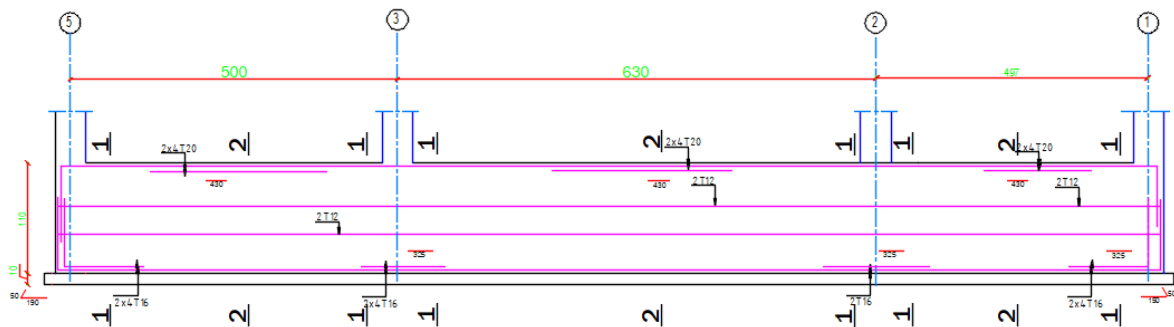
En travée : 38.88 cm<sup>2</sup>/ml : choix 20T16/ml

**Choix des armatures : en appui et en travées**

T16 e=10cm Filantes + T16 e=10cm de renforcement = 40,21cm<sup>2</sup>/m.

**Choix des armatures : dans la zone courante de la dalle.**

T16 e=10cm Filantes = 20,10cm<sup>2</sup>/m.



**Figure 45-ferrailage coupe longitudinale de la nervure du radier**

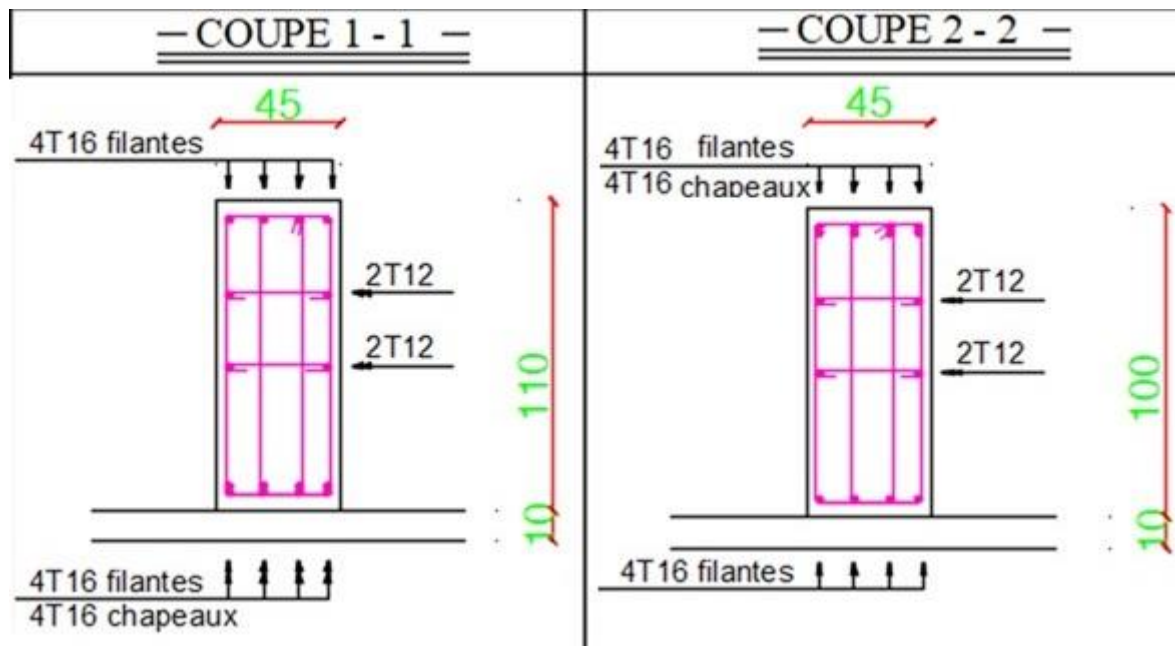


Figure 46-ferraillage coupe transversale

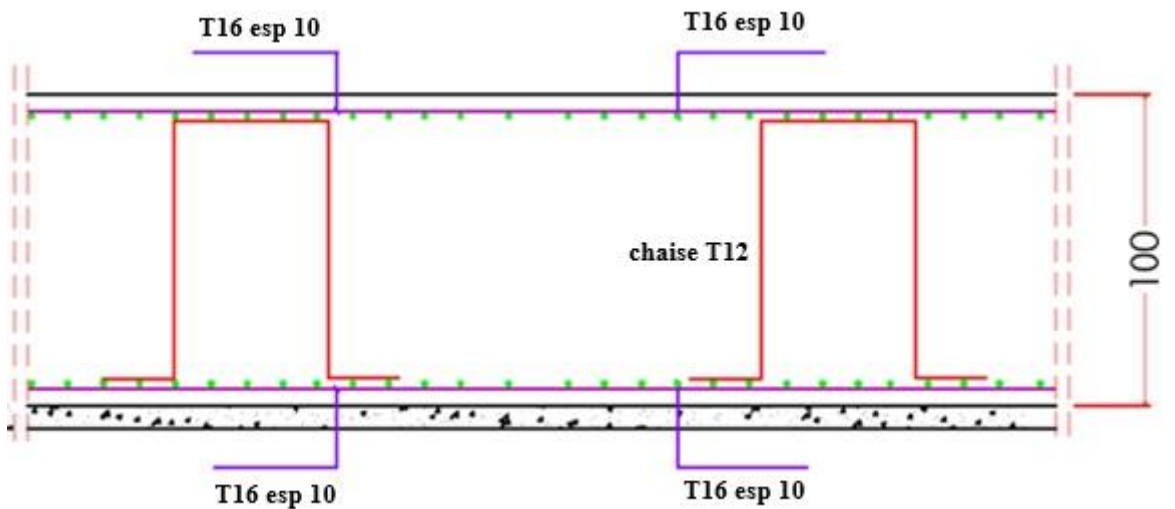


Figure 47-ferraillage de la dalle du radié

## 8. Conclusion

Le choix du système de fondation s'est porté sur un radié sous forme de dalle nervurée noyée, justifié par la nature du sol et la répartition importante des charges verticales. Le modèle de calcul utilisé repose sur l'élément "coque" via la méthode des éléments finis dans le logiciel Robot Structural Analysis. Ce type de fondation permet une bonne interaction sol-structure grâce à la prise en compte du module de réaction vertical fourni par l'étude géotechnique. Les

combinaisons d'actions, notamment sismiques, ont été intégrées conformément aux prescriptions du RPA 2024. Ce choix garantit une solution fiable et adaptée, répondant à la fois aux exigences de stabilité et à la configuration architecturale du bâtiment.

## Conclusion générale

Ce travail m'a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans la conception et le calcul des bâtiments, ainsi que le choix de ces éléments.

Grâce à des logiciels tel que (Robot Structural Analysis, RDM6, SOCOTEC, Microsoft Office, robot expert), l'analyse des structures rendue très rapide et très précise, ce qui m'a permis de faire la transition de l'étude classique basée sur l'exploitation des formules et les calculs manuels que nous avons suivi durant notre cursus, vers la modélisation automatique et l'analyse numérique des résultats.

Les raisons qui ont motivé le choix de ce sujet sont nées principalement de l'ampleur des conséquences potentielles des événements sismiques qui peuvent affecté les bâtiments et leur choix de structure avec le nouveau règlement parasismique algérien 2024.

C'est en croisant ces deux dimensions a priori que nous avons pu poser les jalons de notre méthodologie et atteindre l'objectif fixé dans l'introduction de ce mémoire. Ce document a été structuré en plusieurs chapitres qui détaillent les principaux objectifs évoqués que nous nous sommes consigné à atteindre.

La démarche adoptée dans le premier chapitre s'est attachée à poser une présentation de l'édifice d'étude qui est un bâtiment à usage multiple (RDC +10 + Sous-Sol) situé à la ville mostaganem et le deuxième chapitre s'est intéressé au prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poutre, plancher, voile, etc), en respectant la théorie et la réglementation en vigueur, par contre le troisième chapitre est dédié à l'étude des éléments non structuraux pouvant contribuer considérablement dans réponse sismique du bâtiment et vu la sismicité non négligeable de la région, le chapitre quatre s'y été consacré au calcul parasismique de la structure avec le choix de la méthode spectrale modale en respectant toutes les conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 2024), pour arriver au cinquième chapitre où l'étude et le ferrailage des éléments structuraux a été réalisée et enfin clôturant par l'étude de l'infrastructure du bâtiment.

Durant l'élaboration de ce mémoire, j'ai rencontré quelques difficultés liées au règlement parasismique Algérien RPA 2024.

Il clair que pour les prochaines promotions, il est conseillé que les projets de fin d'études soient choisis en collaboration avec les intervenants du secteur socio-économique, tel que les administrations, les laboratoires spécialisés, les bureaux d'études et les organes de réalisation,

afin de permettre aux étudiants de réaliser des projets réalistes et opérationnels, ce qui participe activement au développement de notre pays.

## **Bibliographie**

- Livre Formulaire du béton armé ; Victor davidovici.
- Livre Conception et calcul des structures de bâtiment.
- Organigramme BAEL 91.
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.
- Livre DTR-B.C.2.48 règlement parasismique algérienne **2024**.
- Livre D.T.R-B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Livre Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- Livre D.T.R-B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master »