

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'État en Génie Civil

**Étude parasismique d'un bâtiment à usage multiple en
béton armé (R+17+ 6 sous-sols) à Bab Ezzouar**

SEREIR EL HIRTSI Othmane et SALMI Mohamed Rayan

Sous la direction de : **Mme. BAOUCHE Nadjia** **ENP**

Pr. BOURZAM Abdelkrim **ENP**

Présenté et soutenu publiquement le (25/06/2025)

Composition du jury :

Président	:	Dr. H. Mohabbedine	ENP
Promoteur	:	Pr. A. Bourzam	ENP
Promotrice	:	Mme. N. Baouche	ENP
Examineur	:	Dr. A. Tadjadit	ENP

ENP 2025

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'État en Génie Civil

**Étude parasismique d'un bâtiment à usage multiple en
béton armé (R+17+ 6 sous-sols) à Bab Ezzouar**

SEREIR EL HIRTSI Othmane et SALMI Mohamed Rayan

Sous la direction de : **Mme. BAOUCHE Nadjia** ENP

Pr. BOURZAM Abdelkrim ENP

Présenté et soutenu publiquement le (26/06/2025)

Composition du jury :

Président	:	Dr. H. Mohabbedine	ENP
Promoteur	:	Pr. A. Bourzam	ENP
Promotrice	:	Mme. N. Baouche	ENP
Examineur	:	Dr. A. Tadjadit	ENP

ENP 2025

Département Génie Civil /ENP, 10 Rue des Pères OUDEK, El Harrach 16200 Alger Algérie.

الملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة الزلزالية لمبنى مكون من 24 طابقًا (طابق أرضي + 17 طابقًا علويًا + 6 طوابق تحت الأرض) متعدد الاستعمالات (سكن، مكاتب، تجارة، وموقف سيارات)، يقع في ولاية الجزائر المصنفة ضمن منطقة ذات خطورة زلزالية عالية. يهدف المشروع إلى تصميم العناصر الإنشائية للبنية الفوقية (الأعمدة، الكمرات، الجدران الحاملة، والأسقف) وللبنية التحتية (الأساسات).

تم إجراء التحليلات الساكنة والديناميكية باستخدام برنامج ETABS الإصدار 21.0، مع احترام المعايير المعمول بها في الجزائر. كما تم إجراء تقدير للكميات والتكاليف الخاصة بالخرسانة المسلحة، إلى جانب إعداد جدول زمني باستخدام طريقة غانت.

الكلمات المفتاحية – RPA2024 – خرسانة مسلحة – مبنى – مقاومة أفقية – تحليل زلزالي – بنية تحتية – ETABS.

Abstract

This project aims to conduct the seismic analysis of a 24-story building (17 above-ground floors and 6 basement levels) intended for multiple uses (residential, office, commercial, and parking), located in the Algiers province, classified as a high seismic risk zone. The objective is to design the structural elements of the superstructure (columns, beams, shear walls, slabs) and the infrastructure (foundation).

Static and dynamic analyses were carried out using ETABS software version 21.0, in compliance with the applicable Algerian codes.

An estimation of the quantities and costs of reinforced concrete was also performed, along with a project schedule based on the Gantt method.

Keywords: RPA2024 – Reinforced Concrete – Building – Bracing – Seismic Analysis – Infrastructure – ETABS.

Résumé

Ce projet a pour objectif l'étude parasismique d'un bâtiment de 24 niveaux (R+17+6 sous-sols) à usage multiple (habitation, bureaux, commerce et parking), implanté dans la wilaya d'Alger, classée en zone de forte sismicité. Il vise à dimensionner les éléments structuraux de la superstructure (poteaux, poutres, voiles, planchers) et de l'infrastructure (fondation).

Les analyses statiques et dynamiques ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS version 21.0, en respectant les normes en vigueur en Algérie.

Une estimation des quantités et des coûts du béton armé, accompagnée d'une planification selon la méthode de Gantt.

Mots clés : RPA2024 – Béton Armé – Bâtiment – Contreventement – Analyse sismique – Infrastructure – ETABS.

Dédicaces

Nous dédions ce travail à nos parents, pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien constant tout au long de notre parcours.

Remerciement :

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le Tout-Puissant, qui nous a accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements et notre profonde reconnaissance à nos promoteurs : Prof. Abdelkrim BOURZAM, Dr. BAOUCHE Nadja et M. SEREIR EL HIRTSI Adelane, pour leur encadrement, leurs conseils précieux, leur disponibilité et leur accompagnement tout au long de ce projet. Leurs compétences, leur rigueur scientifique et leur bienveillance ont été d'un grand soutien et d'une aide inestimable dans l'aboutissement de ce travail.

Nous souhaitons également remercier chaleureusement l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'École Nationale Polytechnique, pour la qualité de la formation qu'ils nous ont dispensée tout au long de notre parcours, ainsi que pour leur dévouement et leur soutien constant.

Nos remerciements les plus respectueux s'adressent également aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce travail et pour l'intérêt qu'ils y portent.

Nous adressons par ailleurs notre gratitude à M. KACEDALI Amine, directeur de la promotion immobilière IMMOCASTLE, pour son appui précieux et son accompagnement durant cette étude.

Enfin, nous tenons à remercier toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet. À toutes et à tous, nous exprimons notre reconnaissance la plus sincère.

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale :	16
1 Présentation de l'ouvrage :	18
1.1 Introduction :	18
1.2 Présentation du projet :	18
1.3 Présentation et données du site :	20
1.4 Caractéristiques du sol :	20
1.5 Caractéristiques géométriques de la structure :	21
1.6 Les éléments de l'ouvrage :	24
1.6.1 Structure principale :	24
1.6.2 Structure secondaire :	25
1.6.3 Infrastructure (structure de fondation) :	25
1.7 Caractéristiques des matériaux utilisés :	25
1.7.1 Introduction :	25
1.7.2 Béton :	26
1.7.3 Acier :	28
1.8 Règlements utilisés :	29
1.9 Les combinaisons d'action accidentelle :	30
1.9.1 Combinaison à l'ELU et à l'ELS :	30
1.9.2 Composantes horizontales de l'action sismique :	30
1.9.3 Composante verticale de l'action sismique :	31
1.9.4 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :	31
1.10 Conclusion :	31
2 Prédimensionnement des éléments :	33
2.1 Introduction :	33
2.2 Prédimensionnement des éléments secondaires :	33
2.2.1 Pré dimensionnement des planchers :	33
2.2.2 Les escaliers :	36
2.3 Prédimensionnement des éléments principaux :	39
2.3.1 Les voiles :	39
2.3.2 Pré dimensionnement des poutres :	40

2.3.3	Pré dimensionnement des poteaux :	42
2.4	Conclusion :	52
3	Étude des éléments non structuraux :	53
3.1	Introduction :	53
3.2	Étude des planchers à dalle pleine :	53
3.2.1	Étude du plancher de l'étage courant :	53
3.3	Étude du plancher situé sous la piscine :	59
3.3.1	Évaluation des sollicitations :	59
3.4	Étude du plancher sous-sol :	63
3.4.1	Évaluation des sollicitations :	63
3.5	Les escaliers :	66
3.5.1	Caractéristiques géométriques des escaliers :	67
3.5.2	Combinaisons de charges :	67
3.5.3	Évaluation des sollicitations :	68
3.5.4	Calcul du ferrailage :	69
3.5.5	Vérification à l'ELS :	71
3.6	Étude de l'acrotère :	71
3.6.1	Évaluation des charges :	72
3.6.2	Calcul de ferrailage :	73
3.7	Conclusion :	76
4	Étude sismique :	77
4.1	Introduction :	77
4.2	Méthode de calcul :	77
4.2.1	Méthode statique équivalente :	77
4.2.2	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	79
4.2.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	79
4.3	Classification des paramètres selon le RPA 2024 :	80
4.4	Modélisation de la structure :	81
4.4.1	Présentation de la vue 3D :	82
4.4.2	Présentation des vues en plan :	82
4.5	Le spectre de réponse :	84
4.6	Les spectres :	87
4.7	Analyse modale :	88

4.8	Estimation de la période fondamentale de la structure :.....	89
4.9	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	90
4.10	Vérification de la stabilité au renversement :.....	92
4.11	Vérification du déplacement inter-étage :.....	93
4.12	Justification vis-à-vis l'effet P-delta :.....	95
4.13	Effet de la torsion accidentelle :.....	98
4.14	Vérification de l'effort normal réduit :.....	99
4.15	Conclusion :.....	100
5	Étude des éléments structurels :.....	101
5.1	Introduction :.....	101
5.2	Étude des poteaux :.....	101
5.2.1	Introduction :.....	101
5.2.2	Calcul des armatures longitudinales :.....	102
5.2.3	Calcul des armatures transversales :.....	104
5.2.4	Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS.....	107
5.2.5	Schéma de ferrailage :.....	110
5.3	Ferrailage des poutres :.....	110
5.3.1	Introduction :.....	110
5.3.2	Sollicitations de calcul :.....	111
5.3.3	Calcul de ferrailage longitudinal :.....	111
5.3.4	Ferrailage calculé :.....	112
5.3.5	Recouvrement des Armatures Longitudinales :.....	112
5.3.6	Vérification des contraintes à l'ELS :.....	113
5.3.7	Vérification de la flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5.1 :.....	113
5.3.8	Calcul des armatures transversales :.....	115
5.4	Ferrailage des voiles :.....	118
5.4.1	Introduction :.....	118
5.4.2	Étude d'un voile plein (sans ouverture) :.....	118
5.4.3	Étude des voiles avec une file d'ouvertures par méthode d'Albige et Goulet : 125	
5.5	Conclusion :.....	132
6	Étude de l'infrastructure :.....	133
6.1	Introduction :.....	133

6.2	Choix de type des fondations :	133
6.3	Étude du radier général :	134
6.3.1	Prédimensionnement du radier :	134
6.3.2	Détermination de la surface de radier :	135
6.3.3	Vérifications nécessaires du radier :	135
6.3.4	Ferraillage du radier généralisé :	140
6.3.5	Vérification des contraintes :	141
6.5	Conclusion :	141
7	Étude estimative, quantitatif et planification du projet :	142
7.1	Introduction :	142
7.2	Prix unitaires des éléments structuraux :	142
7.2.1	Poteaux :	142
7.2.2	Les voiles :	143
7.2.3	Les poutres :	144
7.2.4	Planchers :	145
7.3	Tableau récapitulatif des quantités et coût global :	146
7.4	Planification des travaux :	147
7.4.1	Méthode de Gantt :	147
7.4.2	Diagramme de Gantt du projet étudié :	148
7.4.3	Plan de paiements :	148
7.5	Conclusion :	150
	Conclusion générale :	151
	Référence bibliographique :	153
	Annexes :	154

Liste des tableaux :

Tableau 2-1 : Évaluation des charges du plancher des étages courants.....	35
Tableau 2-2 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse	36
Tableau 2-3 Caractéristiques des escaliers	38
Tableau 2-4 : Vérification de la longueur des voiles	40
Tableau 2-5 : Vérifications des poutres	41
Tableau 2-6 : Surface majoré.....	44
Tableau 2-7 Charge d'exploitation.....	46
Tableau 2-8 Charge permanente	47
Tableau 2-9 Choix de la section des poteaux	49
Tableau 2-10 Vérification des conditions	50
Tableau 2-11 L'élancement des poteaux	51
Tableau 3-1 : Combinaison de charges des planchers	54
Tableau 3-2 : Section des armatures selon x.....	55
Tableau 3-3 : Section des armatures selon y.....	56
Tableau 3-4 : Section des armatures selon x et y.....	56
Tableau 3-5 : Choix des armatures	57
Tableau 3-6 : Vérification de la flèche	59
Tableau 3-7 : choix des armatures	61
Tableau 3-8 : Vérification des contraintes	62
Tableau 3-9 : Vérification de la flèche	62
Tableau 3-10 : Choix des armatures	65
Tableau 3-11 : Vérification des contraintes	65
Tableau 3-12 : Vérification de la flèche	66
Tableau 3-13 : Caractéristique des escaliers.....	67
Tableau 3-14 : Combinaisons de charges	67
Tableau 3-15 : Les moments calculés.....	69
Tableau 3-16 : Section des armatures	69
Tableau 3-17 : Choix des armatures	70
Tableau 3-18 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	71
Tableau 3-19 : Caractéristiques de l'acrotère	73

Tableau 3-20 : Sollicitations de l'acrotère	73
Tableau 3-21 : Sollicitations et paramètres pour le calcul.....	74
Tableau 3-22 : Section d'armatures	75
Tableau 4-1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (RPA2024)	78
Tableau 4-2 : Vérification du système à contreventement mixte, équivalent à des voiles ..	86
Tableau 4-3 : Facteur de qualité	87
Tableau 4-4 : Mode de vibration et taux de participation massique.....	89
Tableau 4-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	91
Tableau 4-6 : Vérification vis-à-vis du renversement.....	92
Tableau 4-7 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	94
Tableau 4-8 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	95
Tableau 4-9 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens XX.....	97
Tableau 4-10 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens YY.....	98
Tableau 4-11 : Vérification de l'effort normal réduit	100
Dans notre structure on a quatre types de poteaux selon les niveaux voire le tableau 2-9:	101
Tableau 5-1 : Sollicitations de calcul pour les poteaux	102
Tableau 5-2 : Ferrailage maximale et minimale exigée par le RPA	103
Tableau 5-3 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	103
Tableau 5-4 : Recouvrement des armatures longitudinales	104
Tableau 5-5 : Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente	104
Tableau 5-6 : La section minimal d'armature transversale selon RPA.....	106
Tableau 5-7 : Quantité minimale des armatures transversales	106
Tableau 5-8 : Choix des armatures transversales.....	107
Tableau 5-9 : Calcul de l'excentricité sous ($M_{ser, max}; N_{ser, corr}$).....	107
Tableau 5-10 : Calcul de l'excentricité sous ($N_{ser, max}; M_{ser, corr}$).....	108
Tableau 5-11 : Vérification des contraintes à l'ELS ($M_{ser, max}, N_{ser, corr}$).....	109
Tableau 5-12 : Vérification des contraintes à l'ELS ($N_{ser, max}, M_{ser, corr}$)	109
Tableau 5-13 : Sollicitations de calcul pour les poutres	111
Tableau 5-14 : Ferrailage maximale et minimale pour les poutres	112
Tableau 5-15 : Les sections des armatures adoptées	112
Tableau 5-16 : Recouvrement des armatures longitudinales	113
Tableau 5-17 : Vérification des contraintes à l'ELS	113

Tableau 5-18 : Vérification de la 3ème condition	114
Tableau 5-19 : Vérification de la flèche	114
Tableau 5-20 : Effort tranchant.....	115
Tableau 5-21 : Vérification de la résistance au cisaillement	115
Tableau 5-22 : Longueur des voiles.....	118
Tableau 5-23 : les sollicitations les plus défavorables.....	119
Tableau 5-24 : Ferrailage minimale pour les poutres	121
Tableau 5-25 : Les contraintes maximales et minimales σ_1 et σ_2	122
Tableau 5-26 : Les sections des armatures adoptées	122
Tableau 5-27 : ferrailage des armatures longitudinales inférieures.....	130
Tableau 5-28 : ferrailage des armatures longitudinales supérieures.....	130
Tableau 6-1: Données générales	135
Tableau 6-2 : Vérification de condition de non-poinçonnement	136
Tableau 6-3 : Vérification vis-à-vis du renversement.....	139
Tableau 6-4 : Choix des armatures	141
Tableau 6-5 : Vérification des contraintes	141
Tableau 7-1 : Coût estimatif des composants d'un poteau en béton armé	143
Tableau 7-2 : Coût estimatif des composants d'un voile en béton armé	144
Tableau 7-3 : Coût estimatif des composants d'une poutre en béton armé	145
Tableau 7-4 : Coût estimatif des composants d'un plancher en béton armé	146
Tableau 7-5 : Tableau récapitulatif des quantités et coût global.....	147
Tableau 7-6 : Plan de paiements	149

Liste des figures :

Figure 1-1 : Vue en élévation	19
Figure 1-2 : Implantation de l'ouvrage [Google Earth].....	20
Figure 1-3 : Vue d'ensemble des deux blocs du projet.....	22
Figure 1-4 : Plan de coffrage du Parking.....	22
Figure 1-5 : Plan de coffrage de l'Entresol	23
Figure 1-6 : Plan de coffrage RDC	23
Figure 1-7 : Plan de coffrage mezzanine	23
Figure 1-8 : Plan de coffrage étage courant.....	24
Figure 1-9 : Plan de coffrage niveau Triplex 2-3.....	24
Figure 1-10 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU	27
Figure 1-11 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS	27
Figure 1-12 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU	29
Figure 2-1 Plancher dalle.....	34
Figure 2-2 Constituants d'un escalier.....	36
Figure 2-3 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres de le RPA2024.....	39
Figure 2-4 Surface la plus sollicitée dans le Triplex 2 et 3	43
Figure 2-5 Surface la plus sollicitée dans les autres étages.....	43
Figure 3-1 : Section de la dalle.....	55
Figure 3-2 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA.	60
Figure 3-3 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA.	60
Figure 3-4 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS.	61
Figure 3-5 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELU.	63
Figure 3-6 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA.	64
Figure 3-7 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS.	64
Figure 3-8 : Vue en plan des escaliers	67
Figure 3-9 : Schéma des efforts appliqués aux escaliers	68
Figure 3-10 : Section de calcul de l'escalier	69
Figure 3-11 : Schéma de l'acrotère	72
Figure 3-12 : Section de calcul de l'acrotère.....	74
Figure 4-1 : Classification sismique des Willaya d'Algérie.....	81

Figure 4-2 : Vue en 3D de l'ouvrage.....	82
Figure 4-3 : Vue en plan du sous-sol et entre sol.....	83
Figure 4-4 : Vue en plan de l'étage courant	83
Figure 4-5 : Vue en plan de RDC, mezzanine, triplex 1, étage 1 et 2	84
Figure 4-6 : Vue en plan du triplex 2 et 3	84
Figure 4-7 : Spectre de réponse horizontal.....	87
Figure 4-8 : Spectre de réponse vertical	88
Figure 5-1 : Schéma de ferrailage des poteaux	110
Figure 5-2 : Section en appui des poutres	117
Figure 5-3 : Section en travée des poutres.....	117
Figure 5-4 : Section en appui des poutres sous piscine	117
Figure 5-5 : Section en travée des poutres sous piscine	117
Figure 5-6 : Section en appui des poutres du sous-sol	117
Figure 5-7 : Section en travée des poutres du sous-sol	117
Figure 5-8 : Diagramme des contraintes.....	120
Figure 5-9 : Schéma de ferrailage des voiles de longueur 5.9m et 3.5m	124
Figure 5-10 : Schéma de ferrailage des voiles de longueur 2m	125
Figure 5-11 : Un voile avec une file d'ouvertures.....	126
Figure 5-12 : Sollicitations du calcul.....	128
Figure 5-13 : schéma de ferrailage des linteaux.....	131
Figure 5-14 : ferrailage des trumeaux	132
Figure 6-1 : Condition de non-poinçonnement	136
Figure 6-2: Répartition des contraintes dans le sol – ELS	138
Figure 6-3: Répartition des contraintes dans le sol – ELU.....	138
Figure 6-4: Répartition des contraintes dans le sol – ELA.....	138
Figure 6-5 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA.....	138
Figure 7-1 : Diagramme de Gantt.....	148

Liste des abréviations :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier tendue.

A_{sc} : Aire d'une section d'acier comprimé.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

d : Hauteur utile.

e : Épaisseur.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{bu} : Contrainte ultime de compression de béton.

f_{c2} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

G : Charge permanente.

h : hauteur.

h_e : Hauteur d'étage.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

M_a : Moment sur appuis.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Q Charge d'exploitation.

S_t : Espacement.

T : Période.

V_u : Effort tranchant ultime.

W : Poids total de la structure.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

$\emptyset$: Diamètre des armatures.

τ : Contrainte tangentielle.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

Introduction générale :

La réussite d'un projet de génie civil repose sur la synergie entre plusieurs disciplines, chacune apportant des compétences techniques précises et complémentaires. L'ingénieur civil occupe un rôle central au sein de cette équipe : il est responsable de la conception, de l'analyse et du dimensionnement des différents éléments structuraux de l'ouvrage. Son travail ne se limite pas à garantir la stabilité et la sécurité de la structure tout au long de sa durée de vie ; il vise également à optimiser les coûts de construction tout en respectant les normes en vigueur.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons entrepris la conception et le dimensionnement d'un bâtiment (à usage d'habitation + commerce) de 24 niveaux (6 sous-sols+R+17), situé en zone de forte sismicité. Le projet s'inscrit dans une démarche rigoureuse conforme aux exigences réglementaires et normatives en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA2024) et d'autres documents techniques réglementaires (CBA93, BAEL91/99, etc.).

Les objectifs principaux de ce travail sont les suivants :

- Estimation des charges permanentes et variables agissant sur la structure (charges d'exploitation, charges climatiques, etc.) ;
- Prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles, voiles, etc.) selon les hypothèses de charges et de configuration architecturale ;
- Analyse dynamique de la structure, prenant en compte les effets sismiques selon les prescriptions du RPA2024 ;
- Proposition d'une disposition optimale des voiles de contreventement, pour assurer la stabilité latérale du bâtiment ;
- Vérification de la conformité du projet avec les exigences du RPA et des DTR applicables ;
- Étude du renversement et des efforts tranchants pour garantir la stabilité globale de la structure ;
- Rédaction de la note de calcul et génération des plans de ferrailage, nécessaires à la phase d'exécution ;

- Dimensionnement des fondations en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et étude de la stabilité du terrain.

Le premier chapitre est consacré à une présentation complète du projet, incluant la description de l'ouvrage étudié, sa destination, ses caractéristiques géométriques et architecturales, ainsi que les données générales du site.

Le deuxième chapitre traite de l'estimation des charges et surcharges permanentes et variables appliquées à la structure. Il présente aussi les hypothèses de calcul adoptées, les combinaisons de charges, de plus les coefficients de sécurité retenus selon les normes en vigueur, ainsi que le prédimensionnement des éléments structuraux, notamment les poteaux, poutres, dalles et voiles. Ce prédimensionnement constitue une base de travail pour la modélisation numérique à venir.

Quant au troisième chapitre, il s'est intéressé à l'étude des éléments non structuraux.

Le quatrième chapitre porte sur la modélisation 3D du bâtiment à l'aide du logiciel ETABS, ainsi que sur l'analyse dynamique de la structure conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Cette analyse nous permet d'évaluer les déplacements, efforts internes, et de dimensionner les éléments principaux à partir des résultats obtenus.

Le cinquième chapitre est consacré à la vérification de la conformité de la structure aux différentes réglementations, notamment le RPA, la BAEL91/99, le CBA 93 et les DTR applicables (notamment DTR BC 2.2 relatif aux charges). Elle aborde également la rédaction de la note de calcul et l'élaboration des plans de ferrailage.

Le sixième chapitre est dédié à l'étude de l'infrastructure, notamment le dimensionnement des fondations (radier) en fonction des caractéristiques géotechniques du site.

Le septième chapitre est consacré à une étude préliminaire de l'estimatif quantitatif des ouvrages, suivie de la planification des travaux à l'aide du diagramme de Gantt.

Pour finir, une conclusion générale viendra récapituler l'ensemble des étapes réalisées tout au long de ce projet. Elle présentera également les aspects qui n'ont pas pu être traités, soit par manque de temps, soit en raison de la complexité du projet.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction :

Ce chapitre présente les généralités de l'ouvrage étudié, en introduisant ses principales caractéristiques telles que la fonction, l'emplacement et les dimensions globales. Il décrit les différentes composantes de la structure, en distinguant la structure principale (voiles, poteaux, poutres) de la structure secondaire. L'infrastructure est également abordée, ainsi que les caractéristiques géométriques essentielles de l'ensemble. Enfin, les matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, sont présentés à travers leurs propriétés mécaniques principales. L'étude a été réalisée principalement selon les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL 91/99, qui encadrent les choix de conception et de dimensionnement.

1.2 Présentation du projet :

Le projet étudié concerne la conception et le calcul d'un bâtiment de grande hauteur, comptant R+17 avec 6 sous-sols, implanté dans la commune de Bab Ezzouar, au sein de la zone urbaine de SORECAL. Ce projet s'inscrit dans un contexte urbain dense, nécessitant une conception optimisée pour répondre aux exigences structurelles et environnementales. Ce bâtiment, développé en collaboration avec l'entreprise IMMOCASTLE PROMOTION IMMOBILIÈRE, est conçu pour un usage mixte.

- Partie immergée (en dessous du niveau du sol)
 - Sous-sols (SS6 à SS1) sont dédiés au stationnement des véhicules, aux locaux techniques ainsi qu'aux espaces de service.
 - Entresol (situé sous le rez-de-chaussée) est dédié à des activités commerciales.

- Partie émergée (au-dessus du niveau du sol)
 - Dédée à des activités commerciales :
 - Rez-de-chaussée (RDC)
 - Mezzanine
 - Dédée à l'habitation :
 - Étages courants : du 1^{er} au 12^e étage
 - Triplex.

La figure suivante présente une vue en élévation permettant d'apprécier l'aspect vertical et la disposition générale de l'ouvrage.

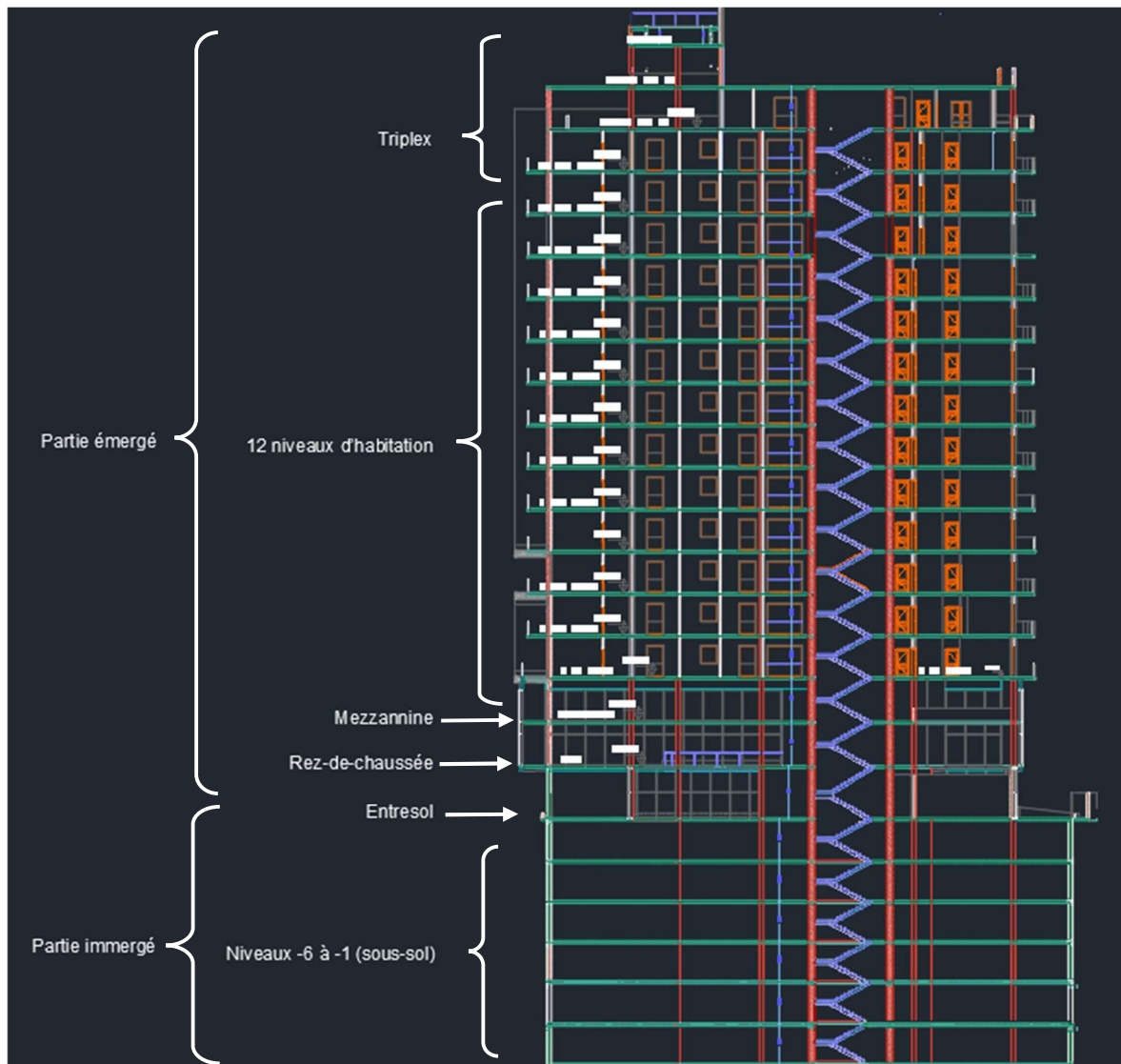


Figure 1-1 : Vue en élévation

1.3 Présentation et données du site :

Le site d'étude se trouve dans la commune de Bab Ezzouar, dans une zone de condensation urbaine. Il est éloigné de 200 m à vol d'oiseau au nord de la RN11, situé dans une enceinte clôturée et longeant une route de cité.

Les coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator) du centre du site, relevées via projection sur Google Earth, sont :

- X : 0517224 m E (la distance à partir du méridien central)
- Y : 4065125 m N (la distance à partir de l'équateur)
- Z : 14 m (l'altitude par rapport au niveau de la mer)

Le terrain, situé dans la zone urbaine de SORECAL, est pratiquement plat et s'étend sur une superficie d'environ 2 412 m². Il est à signaler l'absence d'un levé topographique du site, ce qui n'a pas permis d'apprécier de façon précise les côtes du terrain naturel.



Figure 1-2 : Implantation de l'ouvrage [Google Earth]

1.4 Caractéristiques du sol :

Le sol du site présente les caractéristiques suivantes :

- Pl30 : Pression limite moyenne sur 30 m : 3.69 MPa

- Ep30 : Module pressiométrique moyen sur 30 m : 53.54 MPa
- Classification selon le RPA 2024 : sol de type *ferme*, correspondant à une classe S2
- $\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible du sol : 0.6 MPa.

1.5 Caractéristiques géométriques de la structure :

- La surface couverte par le bâtiment est de : 1819,17 m^2
- En plan :
 - La largeur totale : 40.88 m
 - La longueur totale : 56 m
- En élévation :
 - Hauteur du bâtiment sans sous-sol : 55.45 m
 - Hauteur du bâtiment avec sous-sol : 74.42 m
- Hauteur des niveaux constituant la partie immergée du bâtiment :
 - La hauteur du SS6, SS5, SS4, SS3 : 3.06 m
 - La hauteur du SS2 : 3.23 m
 - La hauteur du SS1 : 3.5 m
 - La hauteur de l'entresol : 3.23 m
- Hauteur des niveaux constituant la partie émergée du bâtiment :
 - La hauteur du RDC : 3.6 m
 - La hauteur de la mezzanine : 3.4 m
 - La hauteur du Triplex (niveaux 15,16 et 17) : 3.23 m chacun

En raison de la grande superficie du projet, celui-ci a été divisé en deux blocs distincts, séparés par un joint sismique. L'étude présentée porte uniquement sur le bloc A. La figure ci-dessous illustre la configuration générale de l'ensemble du projet.

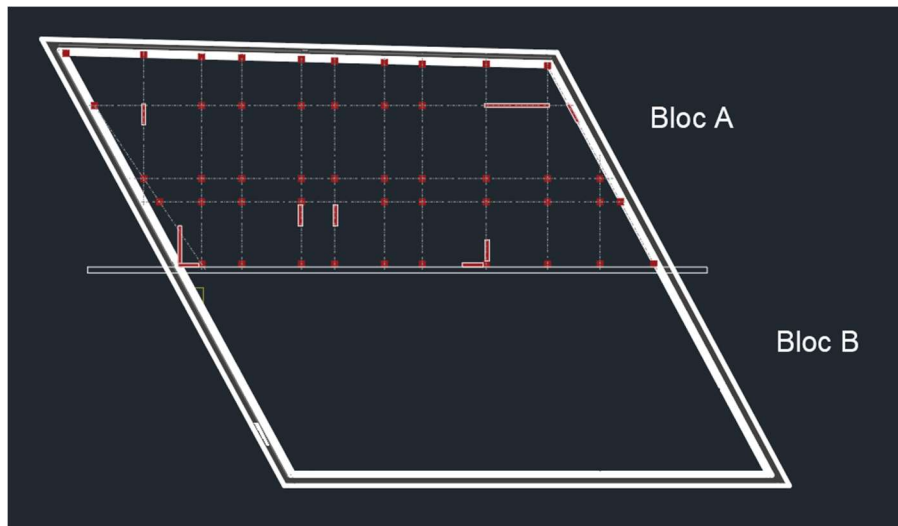


Figure 1-3 : Vue d'ensemble des deux blocs du projet

Les figures suivantes présentent les plans de coffrage des différents niveaux du bloc A, objet de l'étude. Chaque plan met en évidence la disposition des éléments porteurs, notamment les poteaux, poutres et voiles, ainsi que les particularités structurales propres à chaque niveau.

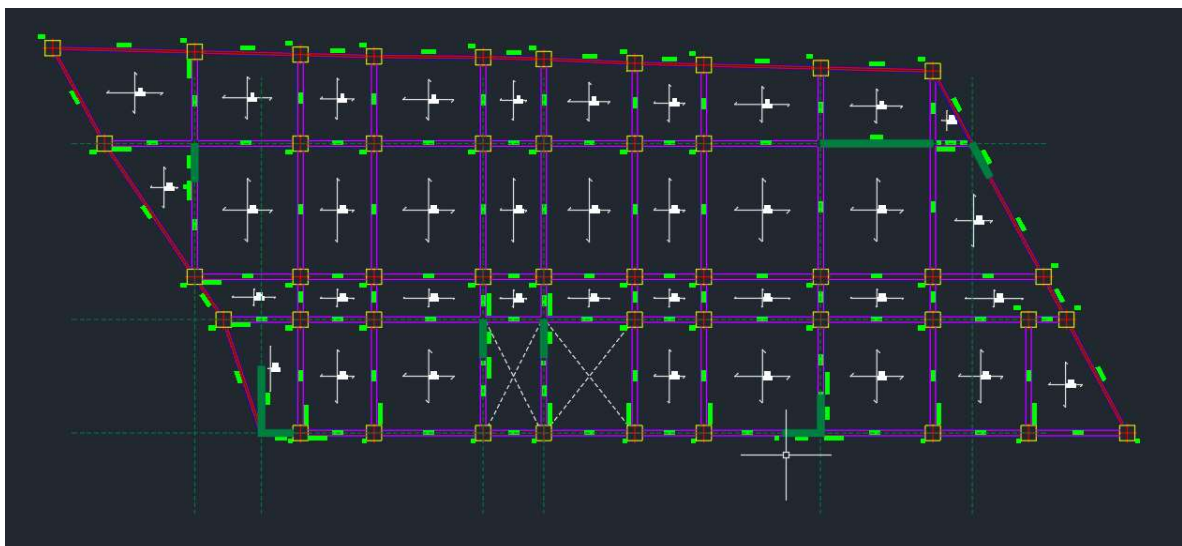


Figure 1-4 : Plan de coffrage du Parking



Figure 1-5 : Plan de coffrage de l'Entresol

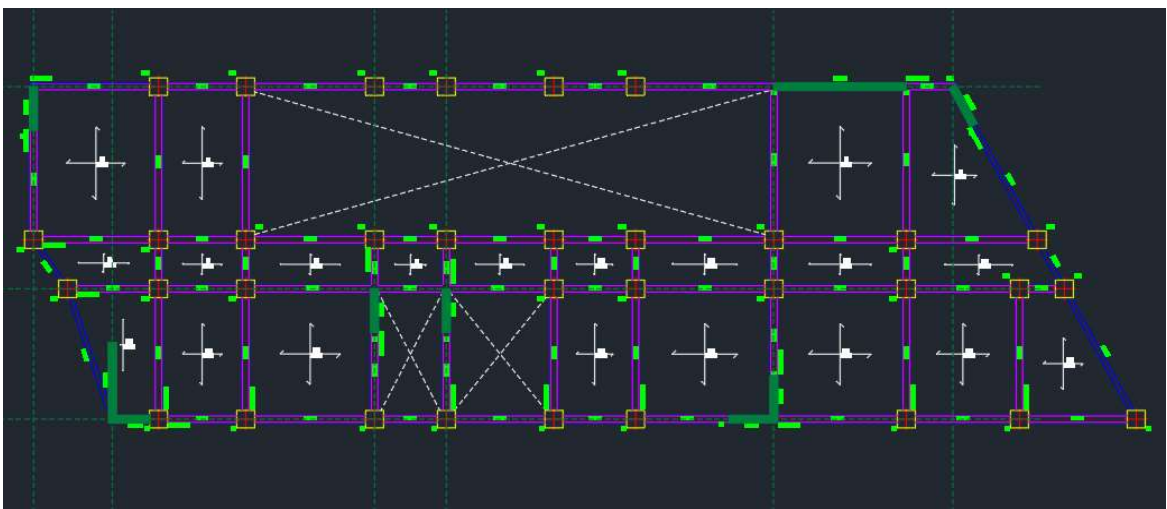


Figure 1-6 : Plan de coffrage RDC

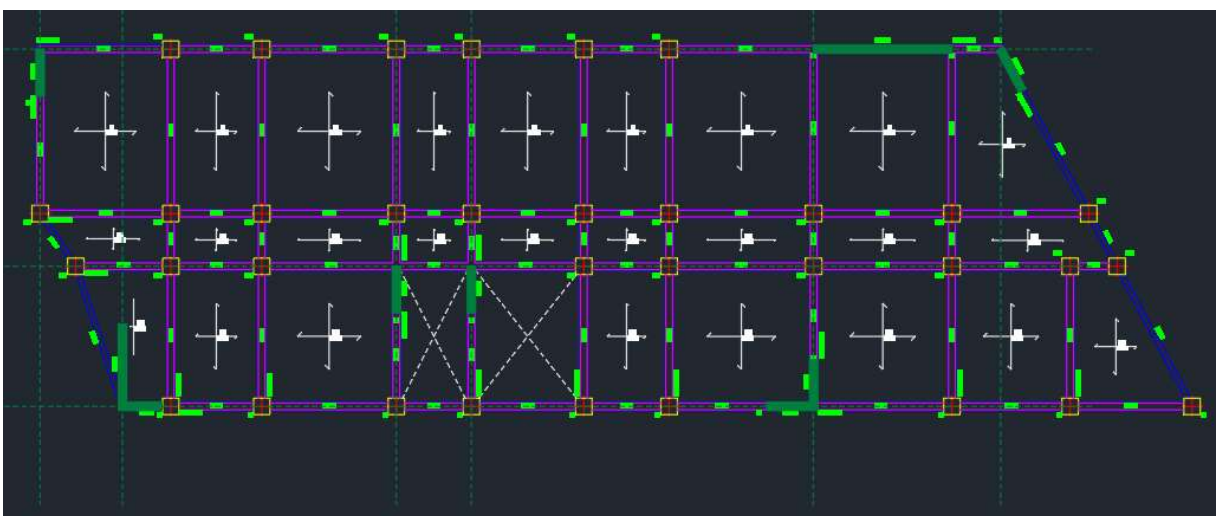


Figure 1-7 : Plan de coffrage mezzanine

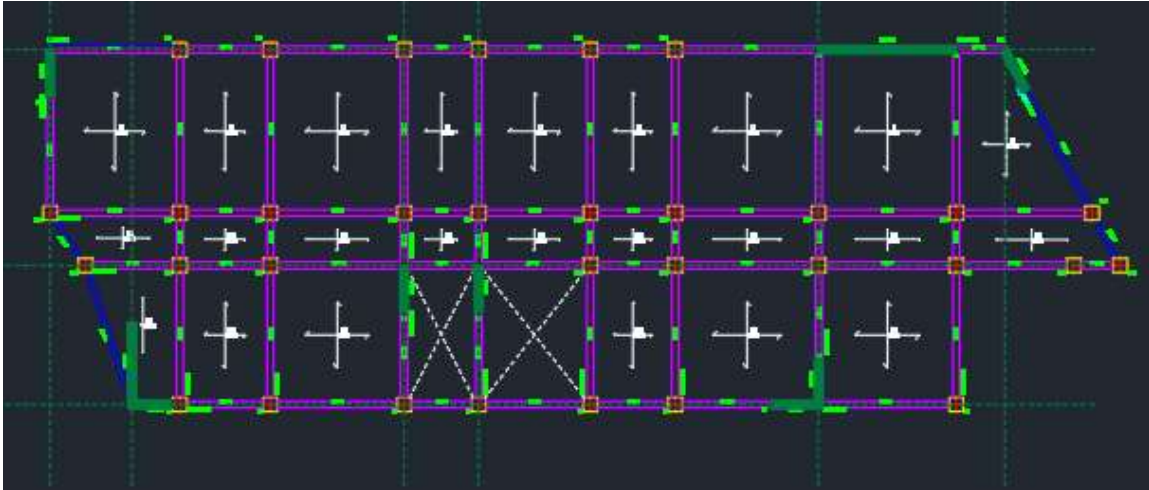


Figure 1-8 : Plan de coffrage étage courant

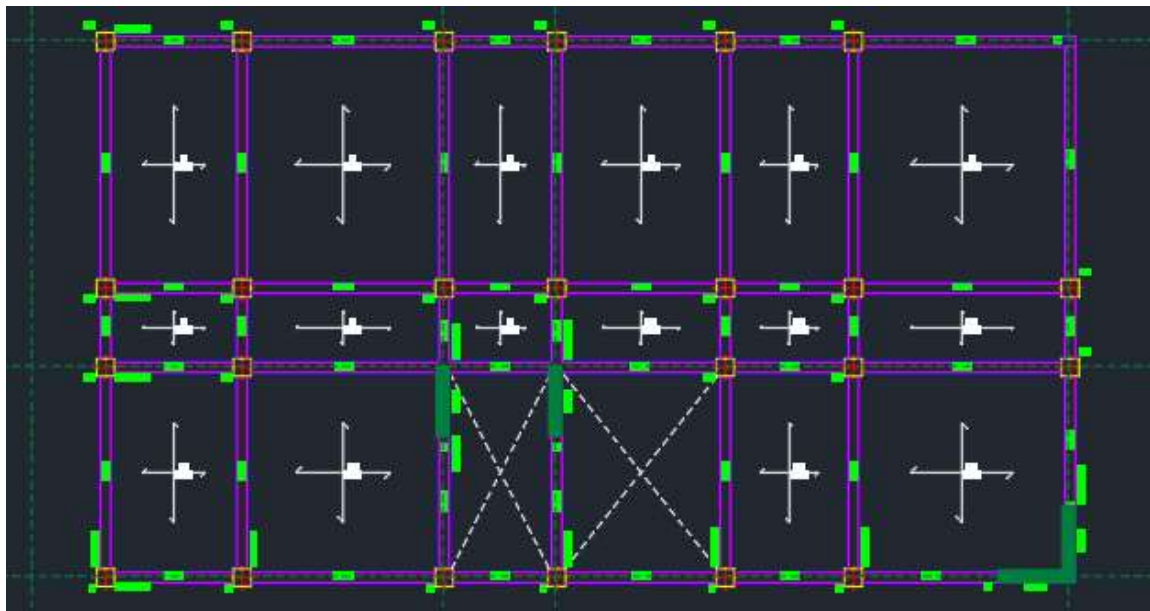


Figure 1-9 : Plan de coffrage niveau Triplex 2-3

1.6 Les éléments de l'ouvrage :

1.6.1 Structure principale :

Les éléments structuraux sont les composants fondamentaux d'un ouvrage qui assurent sa stabilité et sa capacité à résister aux différentes sollicitations. Ils permettent de transmettre les charges (poids propre, exploitation, vent, séisme, etc.) depuis les parties supérieures de la structure jusqu'au sol. Leur conception et leur agencement sont essentiels pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance de l'ensemble du bâtiment.

- a. Poteau : Élément vertical qui reprend principalement les charges verticales (poids des planchers, murs, etc.) et les transfère vers les fondations.
- b. Poutre : Élément horizontal ou incliné, destiné à porter les charges des planchers, balcons ou murs, et à les transférer vers les poteaux ou les voiles.
- c. Voile : Paroi verticale en béton armé, utilisée pour porter des charges verticales et horizontales (notamment les efforts de vent ou de séisme). Souvent utilisée comme contreventement.

1.6.2 Structure secondaire :

Les structures secondaires sont les éléments d'un bâtiment ou d'un ouvrage qui participent de manière indirecte à sa stabilité principale, tout en étant essentiels à son bon fonctionnement, à sa sécurité ou à son confort.

- a) Plancher : Élément horizontal (dalle pleine, etc.) qui permet la circulation et porte les charges d'exploitation. Il répartit les charges vers les poutres ou les voiles.
- b) Escalier : Élément incliné qui assure la circulation verticale entre les niveaux. Il peut être autoportant ou supporté par la structure principale.
- c) Acrotère : Petit muret en périphérie des toitures-terrasses, pour protéger le bord, ou supporter des garde-corps.

1.6.3 Infrastructure (structure de fondation) :

Ensemble des éléments en contact avec le sol, permettant de transmettre les charges de la structure au sol. On distingue dans notre cas des fondations superficielles type radier.

1.7 Caractéristiques des matériaux utilisés :

1.7.1 Introduction :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque le même coefficient de dilatation thermique, ses deux matériaux sont : le béton et l'acier

1.7.2 Béton :

1.7.2.1 Définition :

Le béton est un matériau de construction très utilisé, obtenu en mélangeant du ciment, de l'eau, du sable et du gravier...etc. Une fois durci, il devient solide et permet de réaliser différents éléments comme les poteaux, les poutres, les dalles ou encore les fondations. Il est apprécié pour sa résistance, sa durabilité et sa facilité de mise en œuvre.

1.7.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

Pour le dimensionnement du ferrailage des différents éléments de l'ouvrage, il est supposé que le béton utilisé présente les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

- a) Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- b) Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$; Classe [C35/45]
- c) Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$
- d) Module de déformation longitudinale instantané : pour une durée d'application inférieure à 24 heures : $E_{i2} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c2}} = 35981,73 \text{ MPa}$
- e) Module de déformation longitudinale différée : pour une longue durée d'application

$$E_{i28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c2}} = 12\,102,95 \text{ MPa}$$

- f) Module de déformation transversale du béton $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

- g) Coefficient de poisson : $\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations, (ELU)} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul des sollicitations, (ELS)} \end{cases}$

1.7.2.3 Contraintes limites :

Etat limite ultime (ELU) :

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

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{28} \quad (1.1)$$

Où :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton : $\begin{cases} 1.50 \text{ pour les combinaisons normales.} \\ 1.15 \text{ pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

Il est fixé à : $\theta = \begin{cases} 1 \text{ si la durée probable d'application est supérieure à } 24 \text{ h.} \\ 0.9 \text{ si cette durée est comprise entre } 1 \text{ h et } 24 \text{ h.} \\ 0.85 \text{ si cette durée est inférieure à } 1 \text{ h.} \end{cases}$

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à (j) jours

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables. $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles. $f_{bu} = 25.86 \text{ MPa}$

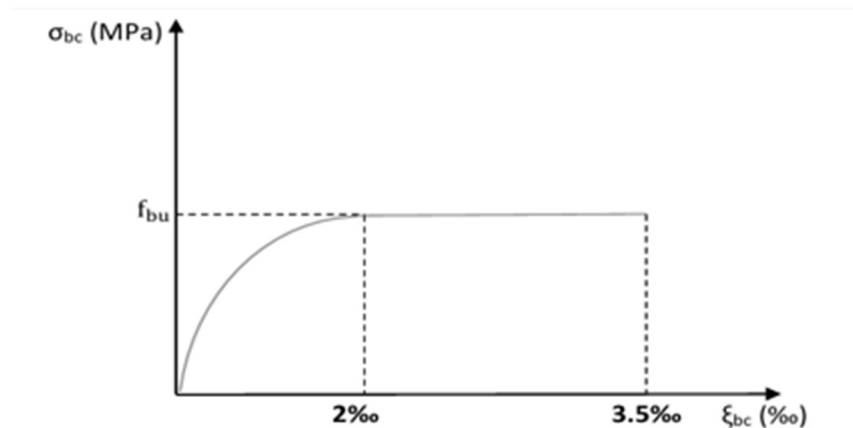


Figure 1-10 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Etat limite service (ELS) :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

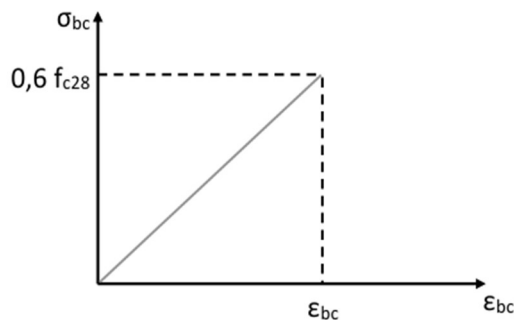


Figure 1-11 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS

1.7.3 Acier :

1.7.3.1 Définition :

L'acier est un alliage reconnu, dans le domaine des structures en béton armé, pour sa haute résistance à la traction. Pour être conforme aux exigences des normes algériennes en vigueur, l'acier utilisé doit également présenter une adhérence suffisante afin de garantir une transmission efficace des efforts entre le béton et l'acier.

1.7.3.2 Caractéristiques mécaniques :

Les aciers utilisés comme armatures pour le ferrailage des différents éléments de notre structure sont de type HA (haute adhérence) avec une limite d'élasticité égale à 500 MPa (FeE500).

1.7.3.3 Contraintes limites :

a) Etat limite ultime :

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (1.3)$$

Avec :

f_e : Limite élastique des aciers utilisés

γ_s : Coefficient de sécurité, égal à : $\begin{cases} 1 \rightarrow \text{Situations accidentelles. } \sigma_s = 500 \text{ MPa} \\ 1,15 \rightarrow \text{Situations durables. } \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} \end{cases}$

b) Etat Limite de Service :

À L'ELS, la contrainte limite est donnée en fonction du type de fissuration Selon les règles BAEL91/99, la fissuration se divise en trois situations [1] :

- Fissuration peu préjudiciable :

Pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \quad (1.4)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\eta = \begin{cases} 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing > 6 \text{ mm} \\ 1.3 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing < 6 \text{ mm} \\ 1.0 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

1.7.3.4 Diagramme contraintes déformations :

À l'état limite ultime :

Le diagramme contraintes-déformations à l'état limite ultime (ELU) est donné par la figure ci-dessous :

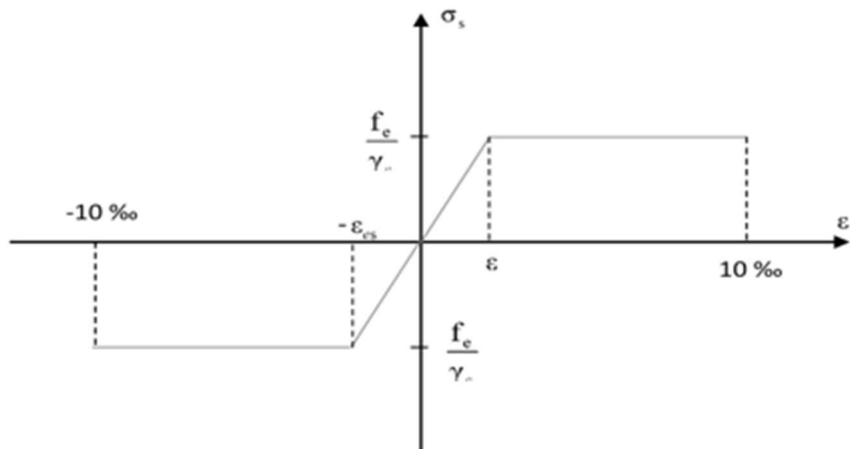


Figure 1-12 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

À l'état limite de service :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

1.8 Règlements utilisés :

Dans le cadre de l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques appliqués sont les suivants :

Le règlement parasismique algérien : [RPA2024]

Les charges permanentes et surcharges d'exploitation : [DTR-BC-2.2]

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions. :
[BAEL91/99].

1.9 Les combinaisons d'action accidentelle :

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales, E_x et E_y , agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure
- Une composante verticale, E_z , qui agit suivant l'axe vertical de la structure.

1.9.1 Combinaison à l'ELU et à l'ELS :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de :

La combinaison du BAEL91/99 :

$$\begin{cases} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \quad (1.5)$$

1.9.2 Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases} \quad (1.6)$$

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_2 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \quad (1.7)$$

Où :

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

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

1.9.3 Composante verticale de l'action sismique :

E_3 , E_4 et E_5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$\begin{cases} E_4 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{cases} \quad (1.8)$$

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_3 \\ G + \psi \cdot Q + E_4 \\ G + \psi \cdot Q + E_5 \end{cases} \quad (1.9)$$

1.9.4 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul. Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_y \end{cases} \quad (1.10)$$

1.10 Conclusion :

Ce premier chapitre a permis de présenter de manière globale le projet étudié, en détaillant son implantation, les données du site ainsi que les caractéristiques du sol. La structure de l'ouvrage a été définie à travers ses dimensions, sa composition (structure principale, secondaire et infrastructure), ainsi que les matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, avec leurs propriétés mécaniques. Les contraintes de dimensionnement, les combinaisons d'actions accidentelles envisagées, ainsi que les règlements appliqués ont également été

exposés. Cette introduction constitue ainsi une base essentielle pour aborder les chapitres suivants, consacrés aux analyses structurelles et au dimensionnement des éléments.

Chapitre 2 :

Prédimensionnement des éléments

2.1 Introduction :

Le prédimensionnement a pour objectif d'estimer les sections des différents éléments porteurs de la structure. Il est réalisé conformément aux règlements BAEL91/99 et RPA 2024. Une fois les épaisseurs et les surfaces des éléments porteurs déterminées, il devient possible d'évaluer les charges permanentes (poids propres) ainsi que les surcharges, en tenant compte de la règle de dégression. Les efforts internes dans les sections critiques seront ensuite calculés avec précision à partir de ces données.

Les dimensions obtenues restent provisoires ; elles peuvent être modifiées lors de la phase de calcul.

2.2 Prédimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément horizontal qui sépare les niveaux d'un bâtiment. Il supporte les charges (exploitation et permanentes) et les transmet aux éléments porteurs verticaux. Il joue aussi un rôle important dans l'isolation acoustique, thermique, voire l'étanchéité. Sur le plan dynamique, un plancher rigide améliore la stabilité du bâtiment en assurant une bonne répartition des efforts horizontaux entre les éléments structuraux.

a. Condition de résistance au feu :

Une épaisseur minimale de la dalle doit être respectée afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 15\text{ cm}$ pour 3 heures de coupe-feu.

- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu

b. Isolation phonique :

Selon les règles de calcul du béton armé BAEL91/99, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être au moins égale à 13 cm.

c. Résistance à la flèche :

Le calcul est réalisé en se basant sur le panneau de dalle dont la surface est la plus grande. Toutes les dalles étant encastrées ou simplement appuyées sur les quatre côtés, on considère alors :

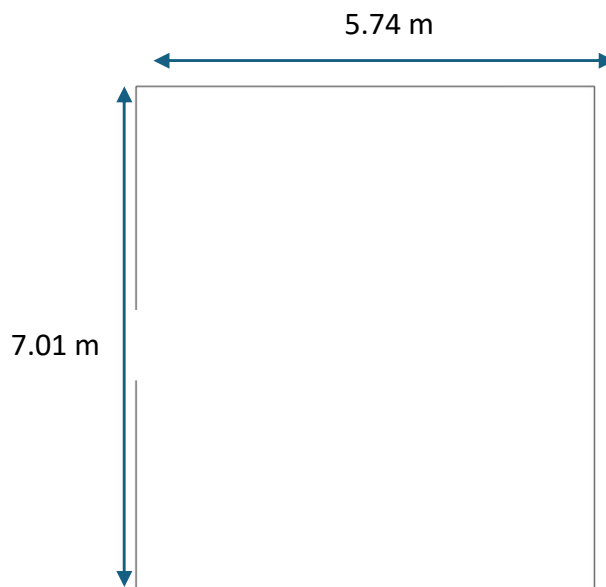


Figure 2-1 Plancher dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad (2.1)$$

l_y : La longueur la plus grande entre nus d'appuie

l_x : La longueur la plus petite entre nus d'appuie

e : épaisseur de la dalle

Si $\rho < 0.4$: la dalle travaille dans sur une seule direction $\Rightarrow e \geq \frac{l_x}{30}$

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: la dalle travaille dans les deux directions $\Rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$

Dans notre cas :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.74}{7.01} = 0.82 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions}$$

Donc :

$$e \geq \frac{l_x}{40} = 14.35 \text{ cm} \quad (2.2)$$

Nous optons pour une épaisseur de 22 cm.

2.2.1.1 Évaluation des charges :

a. Plancher de l'étage courant :

Le tableau suivant présente l'évaluation des charges permanentes appliquées sur le plancher des étages courants :

Tableau 2-1 : Évaluation des charges du plancher des étages courants

Composants	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage (2 cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.44
Lit de sable (2cm)	0.36
Mortier de ciment (2 cm)	0.36
Cloison de distribution	1.00
Dalle en béton armé (22cm)	5.5
Total G	8.1

b. Plancher terrasse :

Le tableau suivant présente l'évaluation des charges permanentes agissant sur le plancher de l'étage terrasse.

Tableau 2-2 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Composants	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2cm)	0.44
Mortier de pose (2cm)	0.44
Multicouche d'étanchéité (2cm)	0.12
Isolation thermique (4cm)	0.16
Forme de pente (10cm)	2.2
Dalle pleine (22cm)	5.5
Enduit de plâtre (2cm)	0.2
Total G	9.06

2.2.2 Les escaliers :

Cette figure illustre les différents constituants d'un escalier, illustrant clairement les éléments qui le composent :

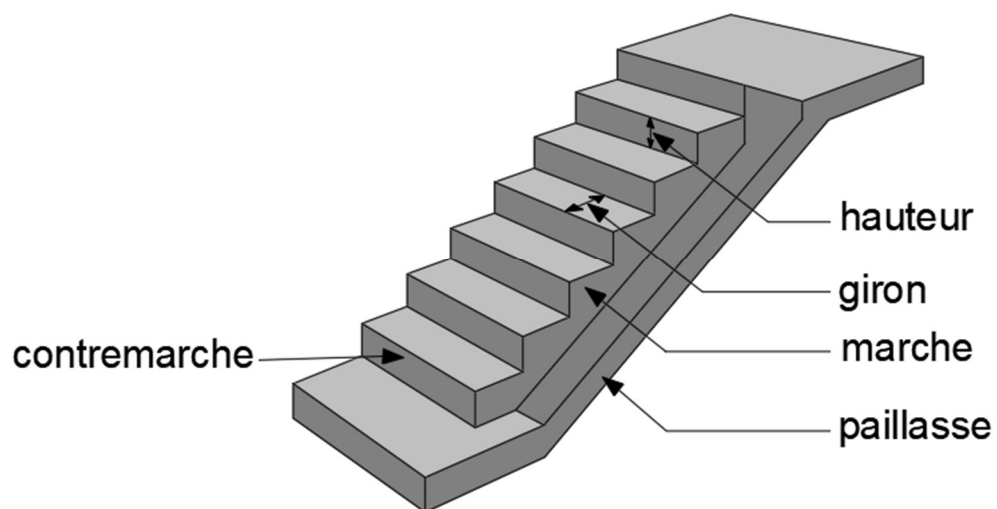


Figure 2-2 Constituants d'un escalier

2.2.2.1 Prédimensionnement des escaliers :

a. Relation entre giron et hauteur de marche :

Le choix des dimensions d'un escalier dépend de deux paramètres essentiels :

- g : le giron, correspondant à la largeur de la marche.
- h : la hauteur de la marche.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$58 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

La hauteur de marche h est fixée à 17 cm.

D'après la formule de Blondel on a :

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne un giron de 30 cm pour les marches rectangulaires.

$$g + 2h = 64$$

Donc conforme à la formule de Blondel.

b. Calcul du nombre de marches et de contremarches :

H : hauteur totale de l'étage

h : hauteur d'une marche

On trouve le nombre de contre marches correspondant : $n = \frac{H}{h}$

Nombre de marches par volée $n' = \frac{n}{2}$

Le nombre de marches égale à : $n' - 1$

c. Autres dimensions de l'escalier :

Longueur de la ligne de foulée : $L = g \left(\frac{n'}{2} - 1 \right)$

Hauteur de la volée : $H' = n' \times h$

Longueur de la paillasse : $L_p = \frac{H'}{\sin \alpha}$

Angle de l'inclinaison de la volée (la pente) : $\tan \alpha = \frac{H'}{L}$

Ce tableau présente les principales caractéristiques des escaliers étudiés, en mettant en évidence leurs dimensions.

Tableau 2-3 Caractéristiques des escaliers

h_e (cm)	Nombre contre marches	Nombre de marche	Nombre de marche par vo- lée	L (m)	H' (cm)	α (°)	L_p (cm)
306	18	16	8	240	153	32.52	171.54
323	19	17	8	240	153	32.52	171.54
			9	270	170	32.20	241.77
340	20	18	9	270	170	32.20	241.77
360	21	19	9	270	170	32.20	241.77
			10	300	187	31.94	375.86

2.2.2.2 Epaisseur de la paillasse :

La paillasse doit présenter une épaisseur adéquate afin de limiter la flèche à des valeurs acceptables. Cette épaisseur est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée}}{30}; 10\text{cm} \right\} \quad (2.3)$$

$$\text{portée} = \left(\frac{2.4}{\cos(32.52)} + 1.7 \right) = 4.5 \text{ m}$$

$$e \geq \left\{ \frac{450}{30}; 10\text{cm} \right\} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc nous prenons : $e = 15 \text{ cm}$

Pour les paliers, l'épaisseur adoptée est au minimum égale à celle de la paillasse. Par conséquent, la même valeur d'épaisseur est conservée.

2.3 Prédimensionnement des éléments principaux :

2.3.1 Les voiles :

2.3.1.1 Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant la reprise des charges verticales et la stabilité latérale de la structure, notamment contre les actions sismiques et les efforts de vent. Ils jouent un rôle essentiel dans le contreventement des bâtiments.

2.3.1.2 Prédimensionnement :

Dans le cadre du présent document technique réglementaire (RPA2024), les éléments de contreventement sont considérés comme conformes s'ils répondent à la condition exprimée par :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right) \quad (2.4)$$

Selon ce même article, l'épaisseur minimale doit être de 15 cm. Elle doit également être définie en fonction de la hauteur libre d'étage ainsi que des conditions de rigidité aux extrémités, comme illustré dans la figure ci-dessous.

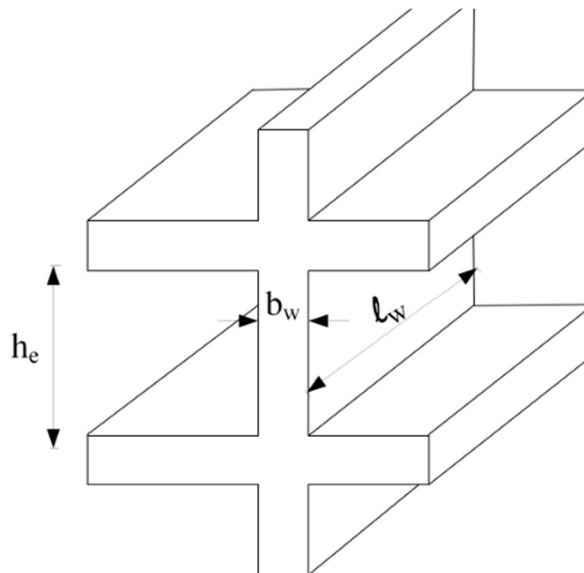


Figure 2-3 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres de le RPA2024

En résumé, pour notre cas d'étude, les différentes vérifications sont synthétisées dans le tableau ci-après.

a. Vérification de la longueur l_w :

Tableau 2-4 : Vérification de la longueur des voiles

Niveau	h_e (m)	Voiles de 2 m	Voiles de 3.5m	Voiles de 5.9m
Et 01 – Trip 03	3.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Mezzanine	3.18	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3.38	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
ES- SS 05	2.84	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque :

- Et : Étage.
- Trip : Triplex.
- ES : Entresol.
- SS : Sous-sol.

b. Vérification de l'épaisseur b_w :

Pour une épaisseur de $b_w = 35\text{cm}$, la condition $b_w \geq \max(15\text{ cm}, \frac{h_e}{20})$ est vérifiée

Donc on adopte des voiles d'une épaisseur : $b_w = 35\text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

2.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément linéaire horizontal de la structure d'un bâtiment, conçu pour supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs verticaux, tels que les poteaux ou les voiles.

2.3.2.1 Pré dimensionnement

Le prédimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes :

D'après le BAEL91/99 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases} \quad (2.5)$$

Avec :

L = plus grande portée entre axes

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Une vérification vis-à-vis le RPA 2024 est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 25\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \end{cases} \quad (2.6)$$

Dans notre cas, la plus grande portée des poutres principales est L=701 cm

On fonction des conditions précédentes on a :

$$46.73 \leq h \leq 70.1$$

On prend un h=50cm

$$25 \leq b \leq 35$$

On prend un b=30cm

D'après le RPA2024 dans l'article 7.5.1, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Tableau 2-5 : Vérifications des poutres

Condition	Expression	Valeur (cm)	Résultat
Largeur minimale	$b \geq 25 \text{ cm}$	30	Vérifiée
Hauteur minimale	$h \geq 30 \text{ cm}$	50	Vérifiée
Élancement maximal	$\frac{h}{b} \leq 4$	1.67	Vérifiée
Largeur maximale (b_{max})	$b_{max} \leq 1.5h + b_1$	$30 \leq 155$	Vérifiée

2.3.3 Prédimensionnement des poteaux :

2.3.3.1 Définition :

Un poteau est un élément vertical de la structure d'un bâtiment, chargé de reprendre et de transmettre les charges provenant des planchers, poutres ou dalles supérieures vers les fondations.

Travaillant principalement en compression, le poteau est un élément essentiel de la stabilité de l'ouvrage. Il joue un rôle majeur dans la résistance aux charges verticales, et également contribuer à la reprise des efforts horizontaux (comme ceux dus au vent ou aux séismes).

2.3.3.2 Prédimensionnement :

Selon l'article B.8.4.1 du BAEL91/99 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2.7)$$

N_u : L'effort normal maximal à l'ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad (2.8)$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 500 \text{ MPa}$

γ_b : coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1.5$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1.15$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique du poteau λ . Selon l'article B.8.4.1 du BAEL :

$$\alpha = \frac{0.85}{\beta} \quad (2.9)$$

Pour : $\lambda \leq 50$ On a :

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

Pour : $50 < \lambda < 70$ On a :

$$\beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Le BAEL91/99 autorise de limiter λ à 35 pour éviter les problèmes de flambement.

Ça veut dire qu'on choisit des sections suffisamment grosses pour que le poteau ne soit pas fragile en flambement.

Pour le A_s (section des armatures) on prend le taux d'armature minimal en zones IV, V et VI qui est égal à 1,0 % de la section du béton.

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{l}{100} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.053 N_u$$

a. Localisation du poteau le plus sollicité :

Dans le Triplex niveau 2 et 3

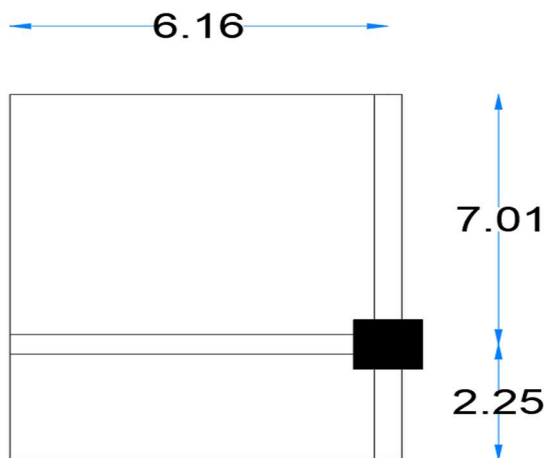


Figure 2-4 Surface la plus sollicité dans le Triplex 2 et 3

Pour les autres étages :

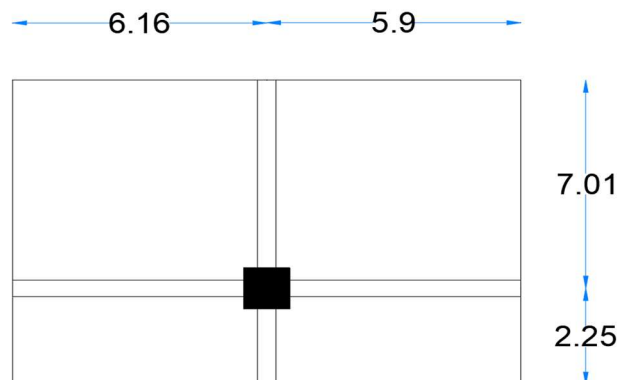


Figure 2-5 Surface la plus sollicité dans les autres étages

Pour tenir compte de la continuité des travées, le BAEL91/99 impose une majoration des charges ou de la surface d'influence de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des

poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées. Art (B.8.1.1) BAEL 91/99.

Tableau 2-6 : Surface majoré

Niveau	Surface (m^2)	Surface majorée (m^2)
Triplex 2-3	14.26	15.69
RDC	17.12	18.83
Le reste	27.92	30.71

b. Détermination des charges et surcharges :

- Détermination de la charge d'exploitation Q du 3^e niveau de la terrasse :
 - Une charge de 1.5 kN/m^2 pour l'étage.
 - Une surcharge de 14 kN/m^2 due à la piscine, calculée sur la base d'une hauteur

d'eau de 1.4 m et d'une masse volumique de 10 kN/m^3 .

Ainsi, la charge totale est :

$$Q = 1.5 + 14 = 15.5 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation de l'entresol :

- L'entresol comporte deux zones distinctes :

– Une première de 10.78 m^2 avec une piscine, où la charge est de 16.5 kN/m^2 (14 kN/m^2 pour la piscine et 2.5 kN/m^2 pour l'usage commercial) ;

– Une seconde de 17.1 m^2 destinée uniquement à un usage commercial, avec une charge de 2.5 kN/m^2 .

La charge d'exploitation moyenne de l'ensemble de la dalle est ainsi estimée à 7.91 kN/m^2 .

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Au niveau de Triplex 03 : Q_0

Au niveau du Triplex 02 : $Q_0 + Q_1$

Au niveau du Triplex 01 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Au niveau du 12^{ème} étage : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Au niveau du 10^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Au niveau des étages inférieurs : $\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Triplex 03 : troisième niveau du triplex

Triplex 02 : deuxième niveau du triplex

Triplex 01 : premier niveau du triplex

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau 2-7 Charge d'exploitation

Niveau	Q_i (KN/m ²)	ΣQ_n (KN/m ²)	N_Q (KN)
Triplex 03	15.5	15.5	243.133
Triplex 02	1.5	17	266.662
Triplex 01	1.5	18.5	568.172
Etage 12	1.5	20	614.24
Etage 11	1.5	21.5	660.308
Etage 10	1.5	23	706.376
Etage 9	1.5	24.5	752.444
Etage 8	1.5	26	798.512
Etage 7	1.5	27.5	844.58
Etage 6	1.5	29	890.648
Etage 5	1.5	30.5	936.716
Etage 4	1.5	32	982.784
Etage 3	1.5	33.5	1028.852
Etage 2	1.5	35	1074.92
Etage 1	1.5	36.5	1120.988
Mezzanine	1.5	38	1167.056
RDC	2.5	40.5	762.696
Entresol	7.91	48.41	1486.76792
Sous-sol 1	5	53.41	1640.32792
Sous-sol 2	5	58.41	1793.88792
Sous-sol 3	5	63.41	1947.44792
Sous-sol 4	5	68.41	2101.00792
Sous-sol 5	5	73.41	2254.56792

Avec : $N_Q = Q * S_{majorée}$

– Charge permanente :

Pour tenir compte du poids propre des poteaux et poutres, on doit majorer la charge permanente G de 10% ;

$$G_{majorée} = 1.1 \times G$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau 2-8 Charge permanente

Niveau	G_i (KN/m ²)	$G_{i,majoré}$ (KN/m ²)	$\sum G_{n,majoré}$ (KN/m ²)	N_G (KN)
Triplex 03	9.06	9.966	9.966	156.326676
Triplex 02	8.1	8.91	18.876	296.088936
Triplex 01	8.1	8.91	27.786	853.363632
Etage 12	8.1	8.91	36.696	1127.00755
Etage 11	8.1	8.91	45.606	1400.65147
Etage 10	8.1	8.91	54.516	1674.29539
Etage 9	8.1	8.91	63.426	1947.93931
Etage 8	8.1	8.91	72.336	2221.58323
Etage 7	8.1	8.91	81.246	2495.22715
Etage 6	8.1	8.91	90.156	2768.87107
Etage 5	8.1	8.91	99.066	3042.51499
Etage 4	8.1	8.91	107.976	3316.15891
Etage 3	8.1	8.91	116.886	3589.80283
Etage 2	8.1	8.91	125.796	3863.44675
Etage 1	8.1	8.91	134.706	4137.09067
Mezzanine	8.1	8.91	143.616	4410.73459
RDC	8.1	8.91	152.526	2872.36963
Entresol	8.1	8.91	161.436	4958.02243
Sous-sol 1	8.1	8.91	170.346	5231.66635
Sous-sol 2	8.1	8.91	179.256	5505.31027
Sous-sol 3	8.1	8.91	188.166	5778.95419
Sous-sol 4	8.1	8.91	197.076	6052.59811
Sous-sol 5	8.1	8.91	205.986	6326.24203

Avec : $N_G = G * S_{majorée}$

b. Calcul de charge limite ultime : $N_{ult} : N_{ult} = 1.35N_G + 1.5N_Q$

c. Détermination de la section B_r :

On adopte des poteaux carrés ($a=b$) donc nous avons :

$$B_r = (a - 0.02)^2 \text{ D'où : } a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ en cm}^2$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau 2-9 Choix de la section des poteaux

Niveau	Nu (KN)	B_r (m^2)	a (cm)	Choix
Triplex 3	575.74	0.03	19.32	50*50
Triplex 2	799.71	0.04	22	
Triplex 1	2004.30	0.1	33.62	
Etage 12	2442.82	0.13	38.06	
Etage 11	2881.34	0.15	40.73	
Etage 10	3319.86	0.17	43.23	60*60
Etage 9	3758.38	0.2	46.72	
Etage 8	4196.91	0.22	48.9	
Etage 7	4635.43	0.24	50.99	
Etage 6	5073.95	0.27	53.96	
Etage 5	5512.47	0.29	55.85	
Etage 4	5950.99	0.31	57.68	
Etage 3	6389.51	0.34	60.31	70*70
Etage 2	6828.03	0.36	62	
Etage 1	7266.55	0.38	63.64	
Mezzanine	7705.08	0.41	66.03	
RDC	5021.74	0.26	52.99	
Entesol	8923.48	0.47	70.56	80*80
Sous-sol 1	9523.24	0.5	72.71	
Sous-sol 2	10123.00	0.53	74.8	
Sous-sol 3	10722.76	0.56	76.83	
Sous-sol 4	11322.52	0.6	79.46	90*90
Sous-sol 5	11922.28	0.63	81.37	

d. Vérification de la section de poteau :

Selon RPA 2024, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{en zones VI} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \quad (2.10)$$

l_{cl} (cm) : la longueur libre du poteau

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau 2-10 Vérification des conditions de la section de poteau

Po- teaux	Longueur libre du po- teau	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$
50	2.79	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
60	2.79	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
70	2.79	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	2.96	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	3.16	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
80	2.79	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	3.06	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	2.79	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	2.62	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
90	2.62	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

2.3.3.3 Vérification au flambement :

Le flambement est un mode d'instabilité de forme qui peut affecter les éléments structuraux comprimés, notamment lorsqu'ils sont élancés. La vérification de ce phénomène passe par le calcul de l'élancement λ , lequel doit respecter l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 3 \quad (2.11)$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12} = \frac{a^4}{12}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{a}$$

Ce tableau expose les valeurs d'élancement des poteaux.

Tableau 2-11 L'élancement des poteaux

Poteaux	L_0 (m)	λ
50	3.23	15.66
60	3.23	13.05
70	3.23	11.19
	3.4	11.78
	3.6	12.47
80	3.23	9.79
	3.5	10.61
	3.23	9.79
	3.06	9.28
90	3.06	8.24

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

2.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au prédimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage, en conformité avec les normes en vigueur en Algérie, notamment le BAEL91/99 et le RPA2024. Cette étape essentielle nous a permis de déterminer des sections initiales cohérentes avec les ordres de grandeur attendus, en vue d'une modélisation structurale réaliste et fiable.

Chapitre 3 :

Étude des éléments non structuraux

3.1 Introduction :

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

- Acrotère.
- Escalier.
- Plancher.

3.2 Étude des planchers à dalle pleine :

Le plancher à dalle pleine est un système en béton armé de faible épaisseur, reposant directement sur des poutres, des poteaux ou des murs porteurs. Sa structure continue lui confère une bonne rigidité dans son plan, assurant une répartition efficace des charges. Il est apprécié pour sa simplicité de mise en œuvre et ses bonnes performances sous les actions verticales et horizontales.

Dans le cadre de cette étude, trois dalles pleines différentes ont été analysées. La première a fait l'objet d'un dimensionnement manuel détaillé, tandis que les deux autres ont été modélisées et étudiées à l'aide du logiciel ETABS.

3.2.1 Étude du plancher de l'étage courant :

On utilise la méthode proposée par le BAEL 91, cette méthode consiste à déterminer dans une première étape les moments isostatiques M_{ox} et M_{oy} en considérant les dalles simplement appuyées, et dans une deuxième étape les moments de continuité.

Les dimensions de panneau le plus sollicité sont :

$$L_x = 5.74 \text{ m}$$

$$L_y = 7.01 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 \geq 0.4 \Rightarrow \text{Dalle portant dans les deux sens}$$

3.2.1.1 Combinaisons de charges :

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation appliquées à la dalle sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-1 : Combinaison de charges des planchers

Niveau	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Combinaison ELU	Combinaison ELS
Plancher courant	8.1	1.5	13.19	9.6

3.2.1.2 Évaluation des sollicitations :

L'estimation des moments maximaux est réalisée à l'aide des abaques de Pigeaud, publiés dans les Annales des Ponts et Chaussées (janvier-février 1921). Pour le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires au dimensionnement, on applique la méthode forfaitaire proposée par le BAEL91/99, comme indiqué en annexe. Cette méthode s'applique exclusivement aux cas de charges uniformément réparties.

a. Les moments isostatiques de la dalle sont calculés suivant le sens de la :

- Petite portée : $M_{ox} = \mu_x q L_x^2$
- Grande portée : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de α , 2 cas peuvent se présenter :

- $\nu = 0.2$: (État fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite ultime ;
- $\nu = 0$: (État non fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite de service.

Avec ν coefficient de poisson

Dans notre cas : ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$ et ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$

b. Sollicitations à l'ELU :

- Les moments isostatiques : $\begin{cases} M_{ox} = 23.42 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 14.79 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Les moments réels :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de Caquot) :

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x} = 11.71 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 17.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{0y} = 11.09 \text{ KN.m}$$

c. Les efforts des tranchants :

$$\text{Au milieu de } L_x : V_{max} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 26.86 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_y : V_{max} = \frac{P \cdot L_x}{3} = 25.24 \text{ KN}$$

3.2.1.3 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple pour une section (100x22cm²), comme dans la figure

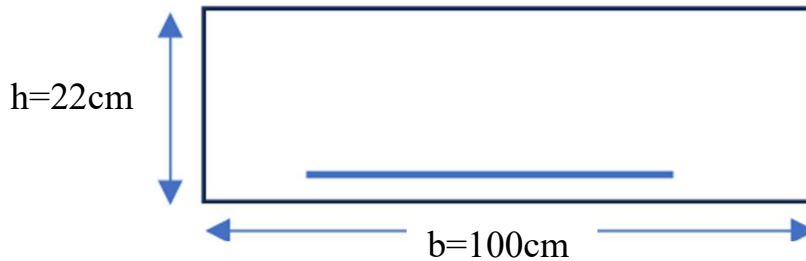


Figure 3-1 : Section de la dalle

a. En travée :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 19.8 \text{ cm}$; $d' = c' = 2 \text{ cm}$; $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$;
 $f_{su} = 434.78 \text{ MPa}$; $d_x = h - d' = 20 \text{ cm}$

○ Suivant x :

Tableau 3-2 : Section des armatures selon x

Position	M_u	μ_u	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
En travée	17.56	0.022	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.028	19.6	2.06

○ Suivant y :

$$d_y = h - d' - 0.8 = 19.2 \text{ cm}$$

Notons que : $M_u = M_{ty} = 11.09 \text{ KN.m}$

Tableau 3-3 : Section des armatures selon y

Position	M_u	μ_u	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
En travée	11.09	0.015	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.019	19.1	1.34

b. Sur appui :

Suivant x et y :

$$d = h - d' = 20 \text{ cm}$$

Notons que : $M_u = M_{ax} = 11.71 \text{ KN.m}$

Tableau 3-4 : Section des armatures selon x et y

Position	M_u	μ_u	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
Appui	11.71	0.015	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.019	19.8	1.36

c. Vérification de $A_s > A_{min}$:

$$\text{Avec : } A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{2.2; 2.38\} = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7\phi 12 = 7.92 \text{ cm}^2 ; \text{D'où } A_s > A_{min} \text{ condition vérifiée}$$

d. Espacement des barres (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

$$\text{- Dans le sens X : } S_{tx} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Dans le sens Y : } S_{ty} < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_{ty} = 15 \text{ cm}$$

e. Choix des barres :

Le tableau suivant présente le choix des armatures adopté :

Tableau 3-5 : Choix des armatures

Poutres	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_{st} cal	A_{sa} cal	Combinaison	A_{sa} choix	
						Appui	Travée
100x22cm ²	17.56	11.71	2.06	1.36	ELU+ELA	7HA12 ESP 15	7HA12 Esp 15

3.2.1.4 Calcul des armatures transversales (armature de cisaillement) :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2), les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } V_{umax} = 26.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.14 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

D'où $\overline{\tau_u} \leq \tau_u$ condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.2.1.5 Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

a. -Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\Sigma \text{Moment statique} / AN = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \quad (3.2)$$

$$\text{La solution de cette équation est : } y = \frac{15}{b} s \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

$$\text{On trouve } y = 4.95 \text{ cm}$$

b. -Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \quad (3.3)$$

On trouve : $I = 22236.02 \text{ cm}^4$

c. -Calcul des contraintes dans le béton :

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

Avec : $M_{ser} = 14.4 \text{ KN.m}$ et On trouve : $\sigma_{bc} = 3.2 \text{ MPa}$

d. Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c2} = 21 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$ Condition vérifié

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

3.2.1.6 Vérification de la flèche :

(Art B.6.5.1) BAEL91/99 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10M_{ser0}}\right) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{bd}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appui.
- M_{ser} : moment maximum en travée.
- M_{ser0} : moment isostatique.
- A_s : section d'armatures tendue correspondante.

$$h_t = 22\text{cm}; b = 100\text{cm}; d = 19.8\text{cm}; L = 5.74\text{m}; A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- Calcul de la flèche : (Art B.6.5.2) BAEL91/99

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \overline{f}$$

Le tableau suivant illustre la vérification de la flèche du plancher :

Tableau 3-6 : Vérification de la flèche

$f_{gv}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$\Delta f_t(mm)$
5.069	5.625	8.891	8.335

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 12.01 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \text{ Condition vérifiée}$$

Croquis de ferrailage de la dalle pleine :

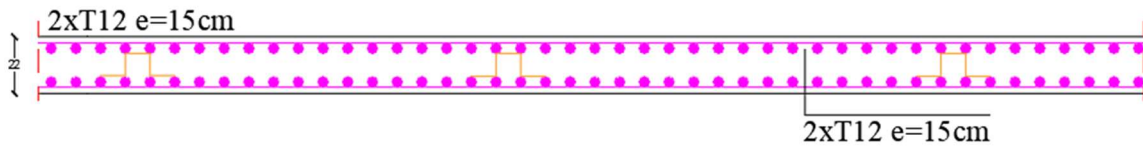


Figure 3-2 : Schéma de ferrailage de la dalle étage courant

3.3 Étude du plancher situé sous la piscine :

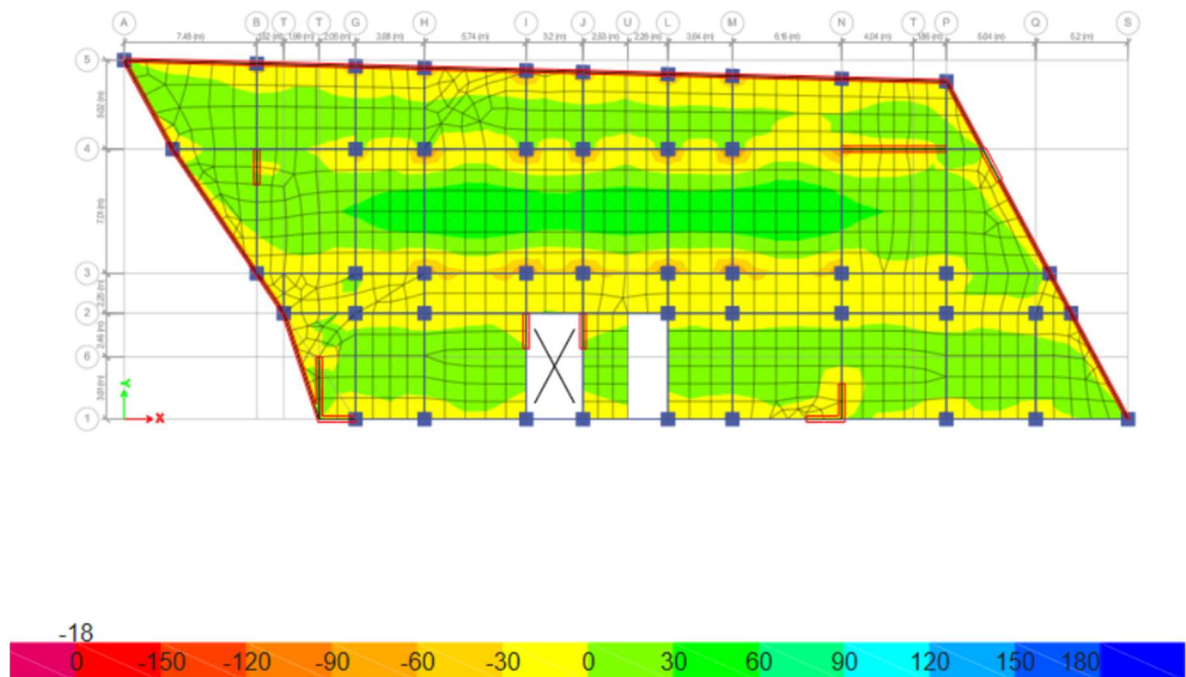
3.3.1 Évaluation des sollicitations :

L'évaluation des sollicitations du plancher supportant la piscine a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS v21.0. Les moments ont été extraits à partir des résultats de modélisation à l'aide de la commande de cartographie intégrée, permettant une visualisation précise de la distribution des sollicitations dans l'élément considéré.

Les valeurs des sollicitations ont été obtenues en tenant compte des combinaisons de charges définies par la réglementation en vigueur, notamment celles correspondant à ELU, ELS et ELA :

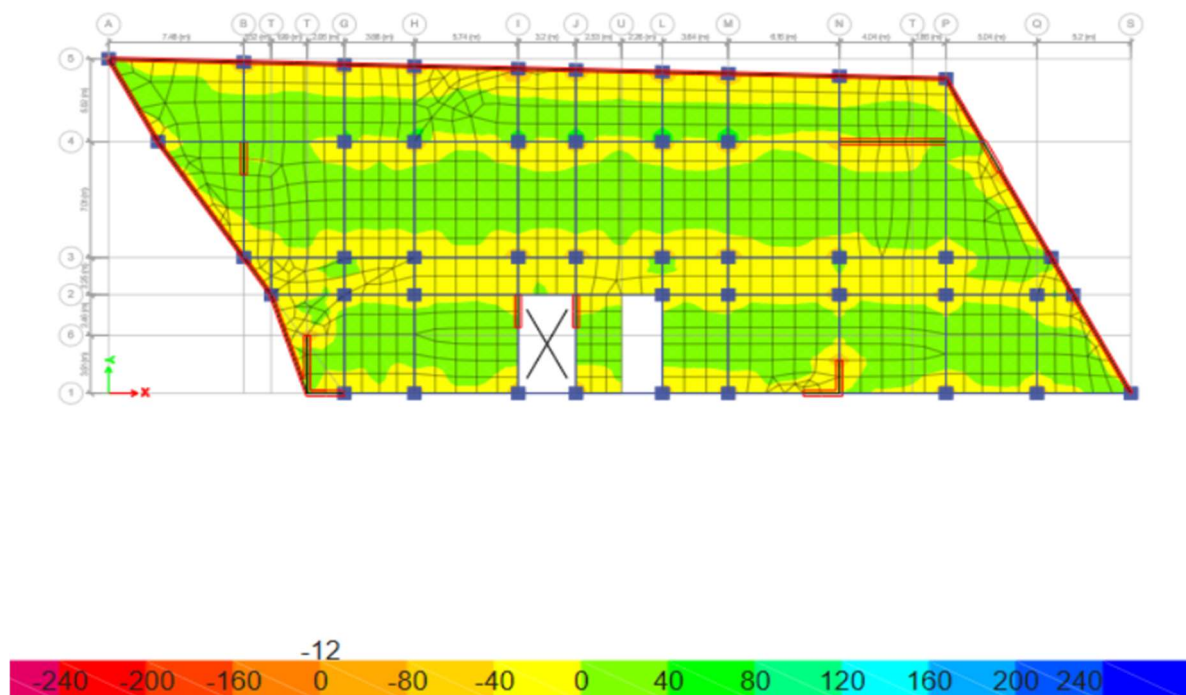
a. ELU :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELU. La valeur maximale enregistrée atteint 64 KN.m.



b. ELA :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA. La valeur maximale enregistrée atteint 40 KN.m.



c. ELS :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS. La valeur maximale enregistrée atteint 30 KN.m.

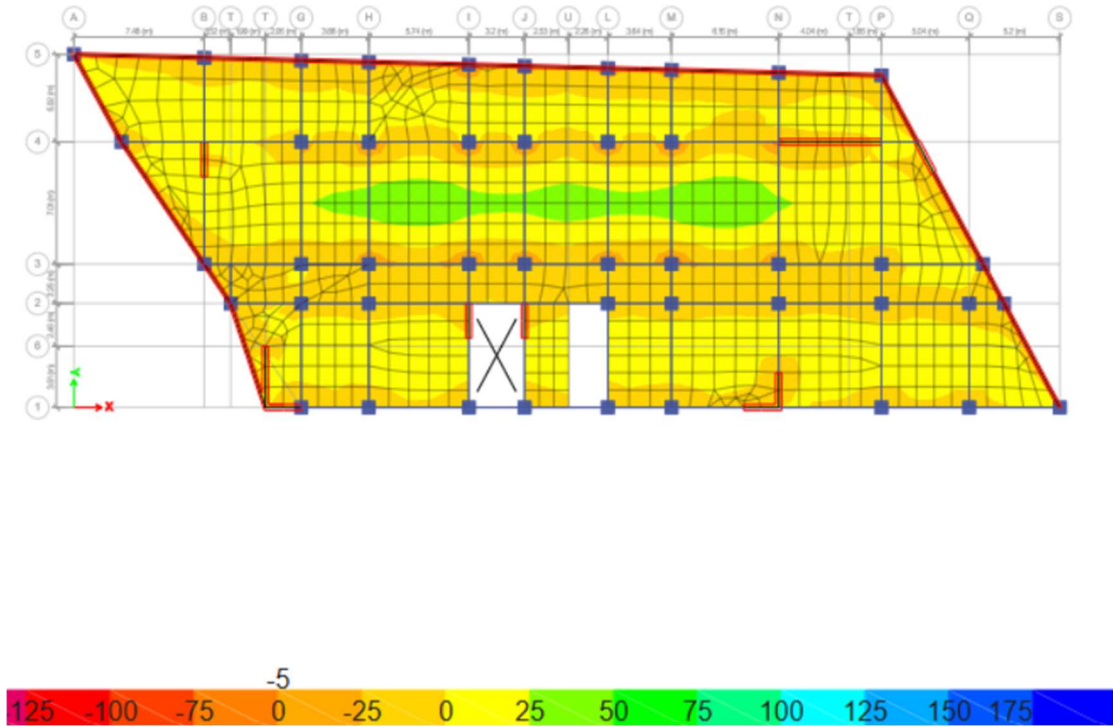


Figure 3-5 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS.

3.3.1.1 Ferrailage du plancher :

Le tableau suivant présente le choix des armatures du plancher en fonction des efforts calculés et des critères de dimensionnement.

Tableau 3-7 : choix des armatures

Poutres	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{s\ t}$ cal	$A_{s\ a}$ cal	Combinaison	$A_{s\ a}$ choix	
						Appui	Travée
100x22cm ²	40	64	8.1	8.1	ELU+ELA	7T14 ESP 15	7T14 ESP 15

3.3.1.2 Vérification des contraintes :

La figure ci-dessous montre les résultats de la vérification des contraintes.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \quad (3.4)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (3.5)$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \quad (3.6)$$

Tableau 3-8 : Vérification des contraintes normales

Section dalles	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
100*22 cm ²	4.32	21	43.9	434.78	Vérifiée

3.3.1.3 Vérification de la flèche :

Le tableau suivant montre la vérification de la flèche du plancher afin de garantir sa conformité aux limites admissibles de déformation.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \overline{f} \quad (3.7)$$

$$\overline{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 12.01 \text{ mm} \quad (3.8)$$

Tableau 3-9 : Vérification de la flèche

$f_{gv}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$\Delta f_t(mm)$
4.83	5.312	9.946	9.464

$$\Delta f_t \leq \overline{f} \text{ Condition vérifiée.}$$

Croquis de ferrailage de la dalle pleine :

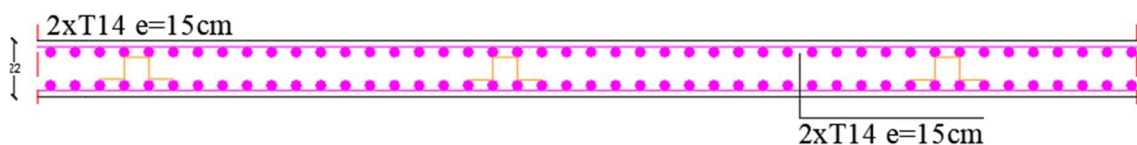


Figure 3-6 : Schéma de ferrailage de la dalle sous piscine

3.4 Étude du plancher sous-sol :

3.4.1 Évaluation des sollicitations :

Les sollicitations dans les planchers du sous-sol ont été déterminées à l'aide du logiciel ETABS v21.0, en exploitant les fonctionnalités de visualisation graphique. Cette approche a permis d'analyser avec précision la distribution des moments dans les différentes zones du plancher.

Les sollicitations ont été évaluées en intégrant les différentes combinaisons d'actions prescrites par la réglementation, notamment celles associées aux états limites ultime (ELU), de service (ELS) et accidentel (ELA).

a. ELU :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELU. La valeur maximale enregistrée atteint 50 KN.m.

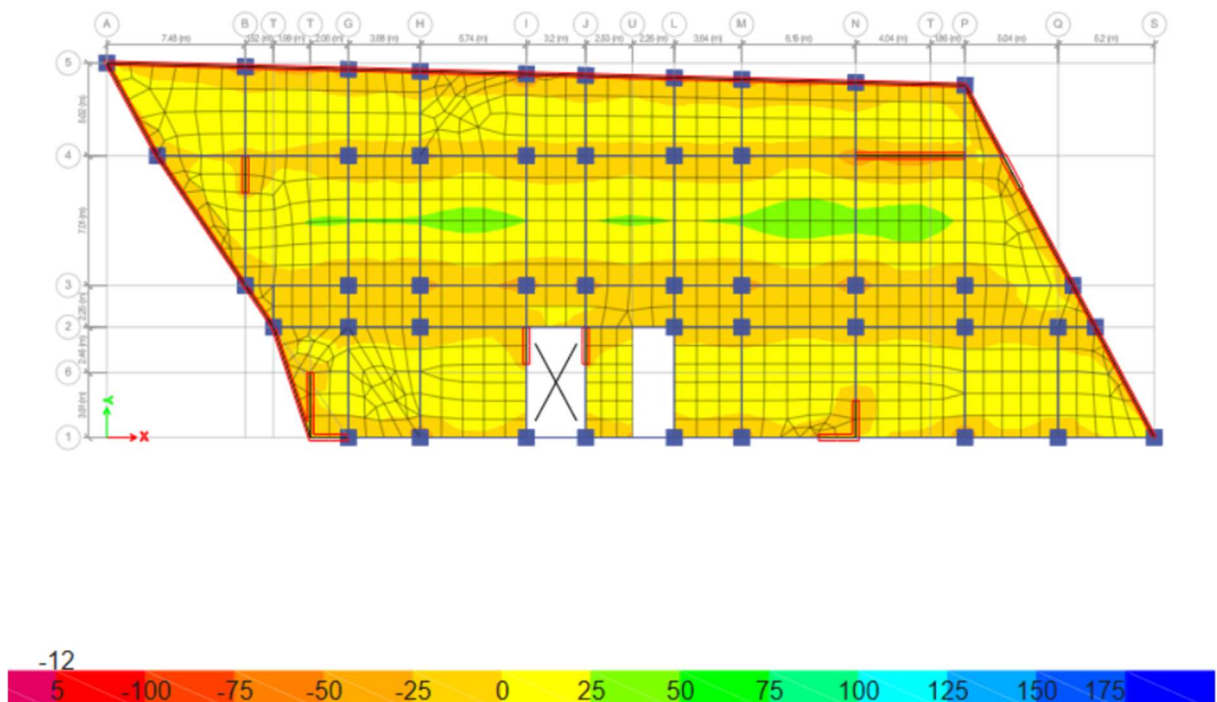


Figure 3-7 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELU.

b. ELA :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA. La valeur maximale enregistrée atteint 35 KN.m.

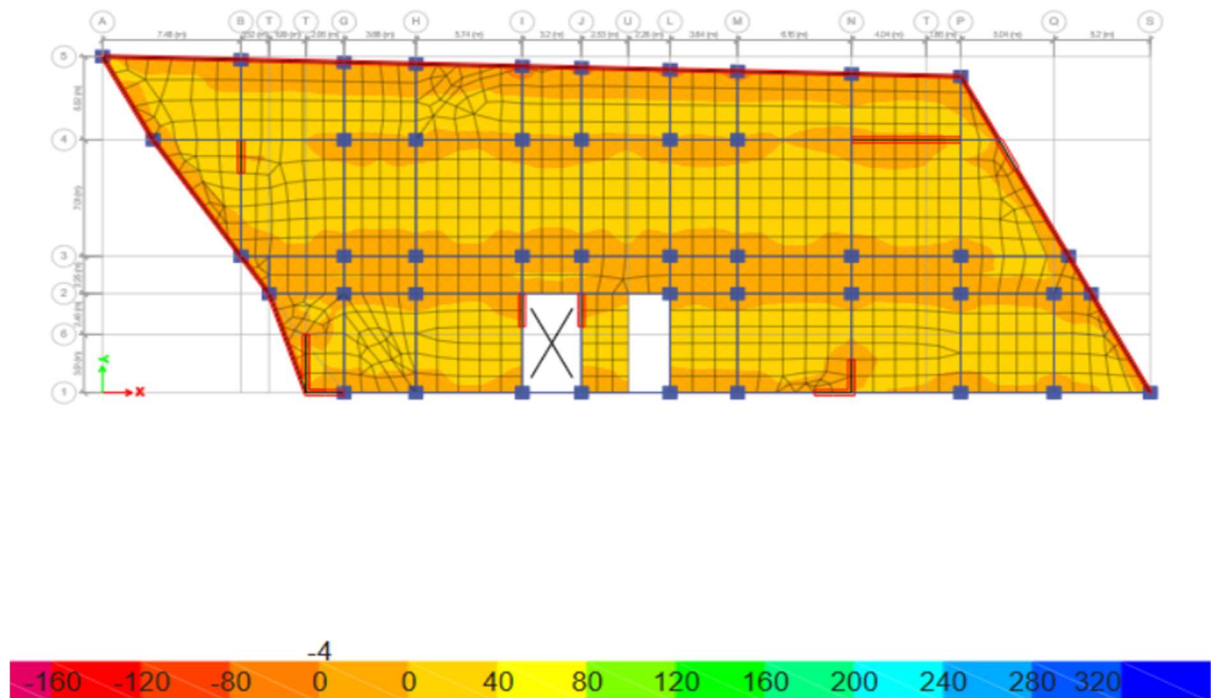


Figure 3-8 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELA.

c. ELS :

La figure ci-dessous présente la cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS. La valeur maximale enregistrée atteint 28 KN.m.

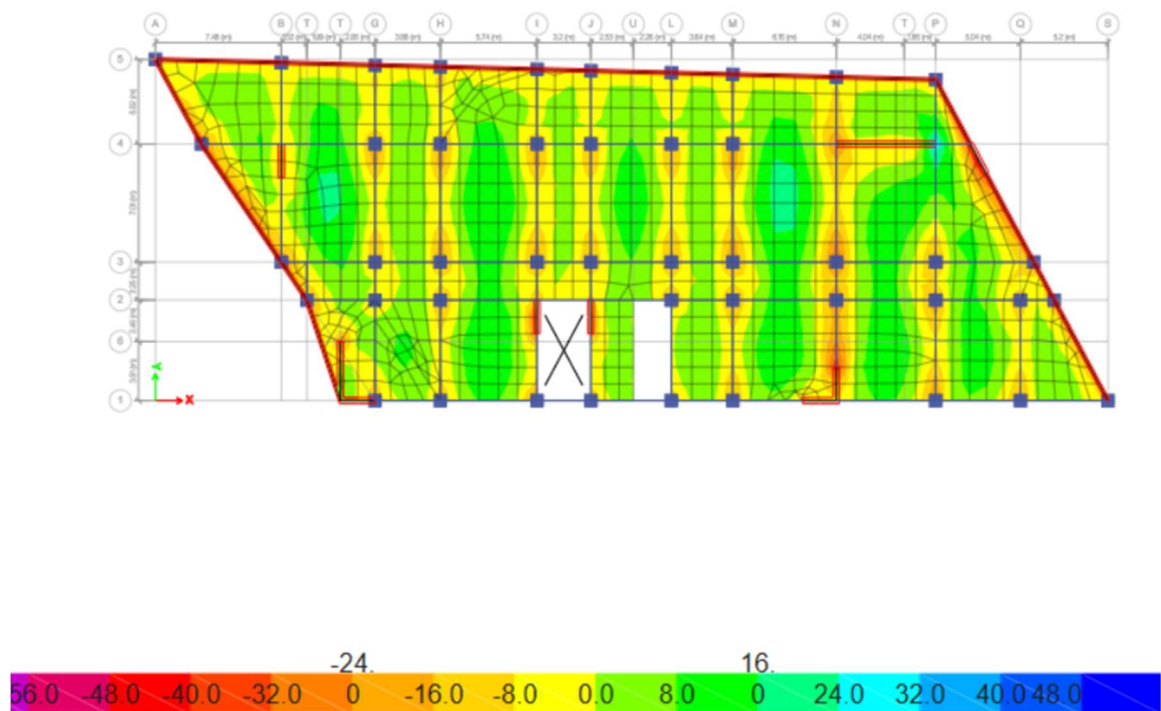


Figure 3-9 : La cartographie des moments fléchissants dans le plancher à l'ELS.

3.4.1.1 Ferrailage du plancher :

Le tableau suivant détaille le choix des armatures du plancher en tenant compte des sollicitations obtenues lors du calcul et des exigences normatives.

Tableau 3-10 : Choix des armatures

Poutres	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{st} cal	A _{sa} cal	Combinaison	A _{sa} choix	
						Appui	Travée
100x22cm ²	35	50	6.3	6.3	ELU+ELA	7HA12 ESP 15	7HA12 Esp 15

3.4.1.2 Vérification des contraintes :

Le tableau suivant présente la vérification des contraintes.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

Tableau 3-11 : Vérification des contraintes

Dalles	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
100*22 cm ²	4.72	21	41	434.78	Vérifiée

3.4.1.3 Vérification de la flèche :

Le tableau suivant expose la vérification de la flèche du plancher.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \overline{f}$$

$$\overline{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 12.01 \text{ mm}$$

Tableau 3-12 : Vérification de la flèche

$f_{gv}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$\Delta f_t(mm)$
4.941	5.447	10.516	10.01

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \text{ Condition vérifiée}$$

Croquis de ferrailage de la dalle pleine :

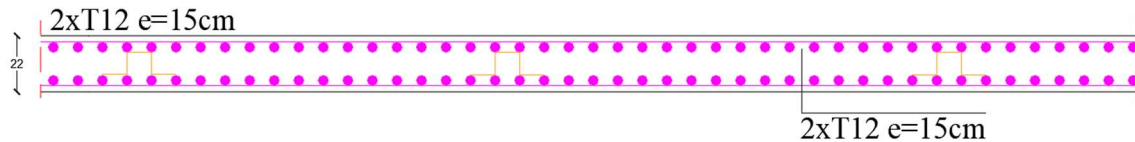


Figure 3-10 : Schéma de ferrailage de la dalle du sous-sol

3.5 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage architectural composé de marches, qui permet de relier deux niveaux différents d'un bâtiment en assurant la circulation verticale des usagers.

Dans le cadre de ce projet, une seule volée d'escalier sera étudiée, étant donné que la configuration symétrique de l'escalier permet de limiter l'analyse à une seule portion représentative.

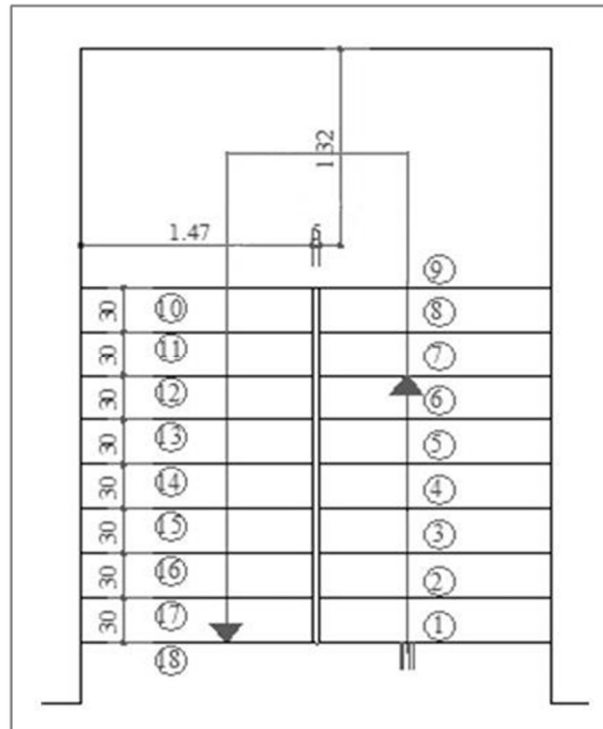


Figure 3-11 : Vue en plan des escaliers

3.5.1 Caractéristiques géométriques des escaliers :

Le tableau suivant regroupe les principales caractéristiques géométriques des escaliers.

Tableau 3-13 : Caractéristique des escaliers

Contre marche	Nombre de marche	Nombre de marche par volée	Ligne de foulée (cm)	Hauteur d'escalier par volée (cm)	Angle d'inclinaison $\alpha(^{\circ})$	Longueur de paillasse (cm)
18	16	8	240	153	32.52	171.5

3.5.2 Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges à prendre en compte sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau 3-14 : Combinaisons de charges

Eléments	Paillasse	Palier
G (KN/ml)	7.91	4.75

Q(KN/ml)	2.5	2.5
ELU	14.4	10.16
ELS	10.41	8.25

3.5.3 Évaluation des sollicitations :

L'escalier sera calculé comme une poutre de section (147 × 15) cm² avec des chargements différents dus à la paillasse et au palier.

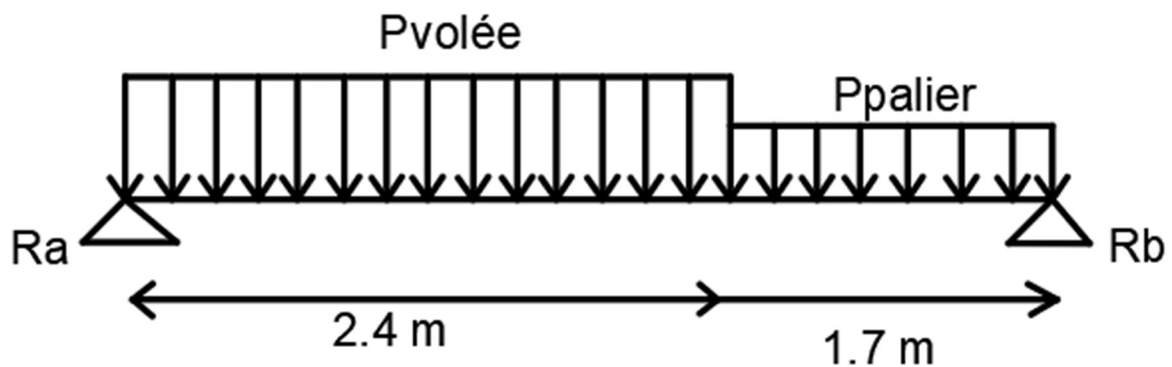


Figure 3-12 : Schéma des efforts appliqués aux escaliers

$$q_e = \frac{\sum q_i * L_i}{\sum L_i}$$

$$M_{max} = \frac{q_e L^2}{8}$$

$$T_{max} = \frac{q_e L}{2}$$

- Remarque :

Étant donné que les appuis d'un escalier ne se comportent pas comme de simples appuis articulés, mais plutôt comme des appuis semi-encastrés, les moments au niveau de ces appuis ne sont pas nuls. Il convient donc de considérer les valeurs des moments induits par ce type de liaison partiellement rigide.

Donc :
$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = -0.5M_{max} \\ \text{En travées : } M_t = 0.75M_{max} \end{cases}$$

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3-15 : Les moments calculés

	$q_e(\text{KN/ml})$	$M_{max}(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$
ELU	12.64	26.56	13.28	19.92
ELS	9.51	19.98	10	15

3.5.4 Calcul du ferrailage :

3.5.4.1 Calcul du ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$

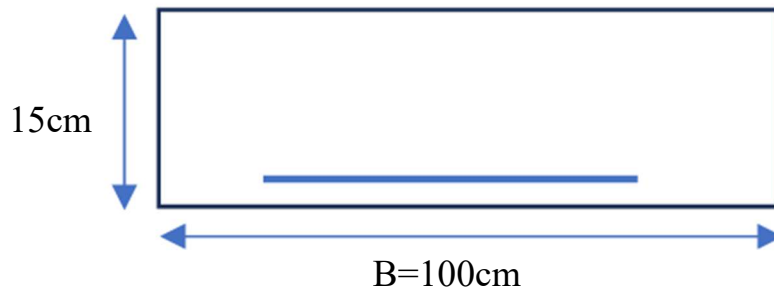


Figure 3-13 : Section de calcul de l'escalier

Le processus de dimensionnement du ferrailage suit les étapes présentées dans l'organigramme de la flexion simple. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau ci-après :

Tableau 3-16 : Section des armatures

Position	M_u	μ_u	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
Appui	13.28	0.037	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.047	13.2	2.31
Travée	19.92	0.055	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.071	13.1	3.51

- Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91/99)

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition de non-fragilité : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.68 \text{ cm}^2 \quad (3.9)$$

$A_s > A_{min}$ Les armatures vérifiant la condition de non-fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU.

Le tableau suivant présente le choix des armatures pour le plancher des escaliers, établi en fonction des sollicitations et des critères de dimensionnement.

Tableau 3-17 : Choix des armatures

Position	A_s (cm ²)	Choix	A_s Adop- tée	S_t (cm)	$A_r =$ $\frac{A_s \text{ adoptée}}{4}$ (cm ²)	Choix	A_s Adop- tée
Appui	2.31	5HA10	3.93	25	0.98	5HA10	3.93
Travée	3.51	5HA10	3.93	25	0.98	5HA10	3.93

3.5.4.2 Calcul de ferrailage transversal :

Selon l'art A-5-2-2 du BAEL91/99, les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = \frac{q_e L}{2} = 25.91 \text{ KN} \quad (3.10)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.5.5 Vérification à l'ELS :

Le tableau suivant présente la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS), afin de s'assurer du bon comportement de l'élément en conditions d'exploitation.

Tableau 3-18 : Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser}	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Appui	10	3.44	7322.87	4.7	21	Vérifiée	206.07	434.78	Vérifiée
En travée	15	3.44	7322.87	7.05	21	Vérifiée	309.1	434.78	Vérifiée

Le détail de ferrailage est représenté dans la figure suivante :

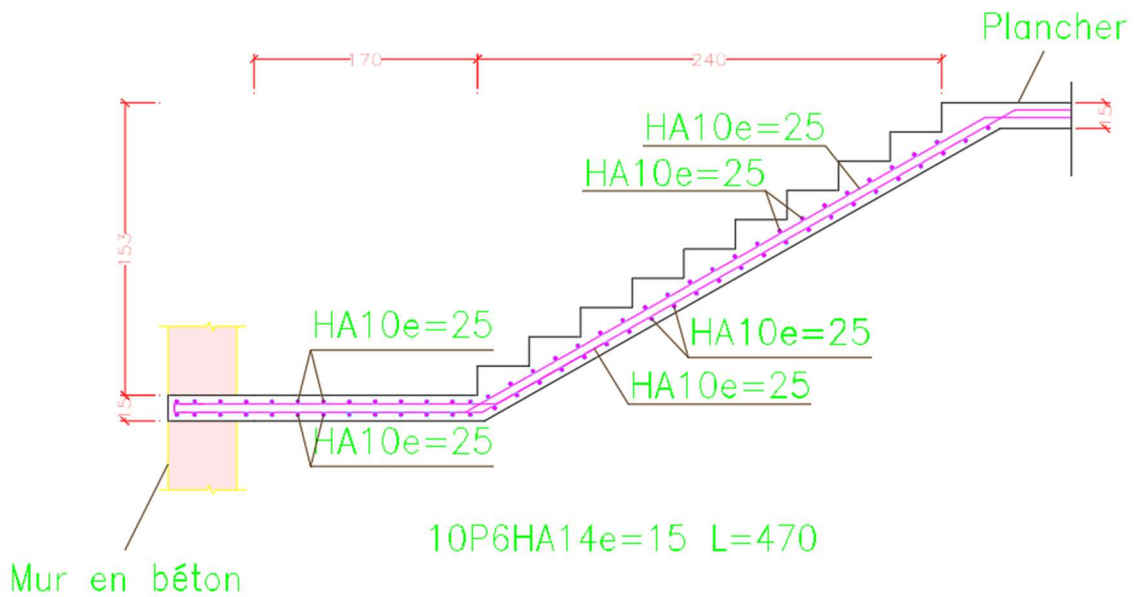


Figure 3-14 : Schéma de ferrailage de l'escalier

3.6 Étude de l'acrotère :

Un acrotère est un muret de faible hauteur, généralement en béton armé ou en maçonnerie, situé en périphérie des toitures-terrasses ou des balcons. Il a pour rôle principal d'assurer la protection contre les chutes d'objets, de soutenir les éléments de garde-corps, et parfois de faciliter l'évacuation des eaux pluviales. Dans le contexte parasismique, son dimensionnement doit tenir compte des sollicitations sismiques pour garantir sa stabilité.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul sera effectué sur une bande d'un mètre de largeur au niveau de la section d'encastrement.

La figure suivante illustre le schéma de l'acrotère, mettant en évidence ses dimensions.

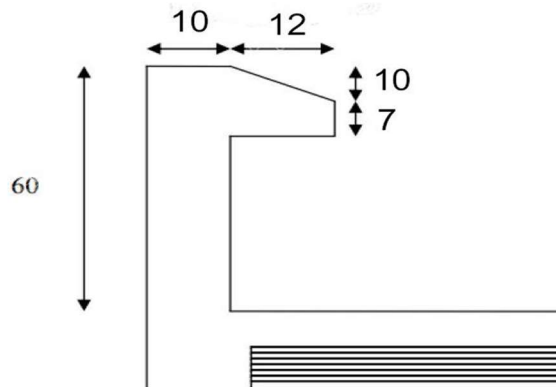


Figure 3-15 : Schéma de l'acrotère

3.6.1 Évaluation des charges :

L'acrotère est sollicité par les actions suivantes :

- Charge permanente G :

$$G = \rho * s = 25 * \left(0.6 * 0.1 + 0.07 * 12 + 0.1 * \frac{0.12}{2} \right) = 1.86 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation Q :

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

- Force sismique F_p :

Conformément à l'article 6.2.3 du RPA2024, les forces horizontales de calcul F_p appliquées aux éléments non structuraux ancrés à la structure sont déterminées à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = (A * I * S) * C_p * \left(1 + \frac{3 * h_z}{H} \right) * W_p \quad (3.11)$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

Dans notre cas :

Tableau 3-19 : Caractéristiques de l'acrotère

A	I	S	C_p	h_z (m)	H (m)	W_p (KN/m)
0.3	1.2	1.2	0.8	3.23	55.45	1.86

Donc on aura :

$$F_p = 0.76 \text{ KN/m}$$

Tableau 3-20 : Sollicitations de l'acrotère

Sollicitations	M (KN.m)	N (KN/m)	V (KN/m)
ELU	0.9	2.51	1.5
ELS	0.6	1.86	1

3.6.2 Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage sera effectué pour une section transversale en flexion composée de dimensions $(b \times h)$ cm², avec une vérification à l'État Limite de Service (ELS).

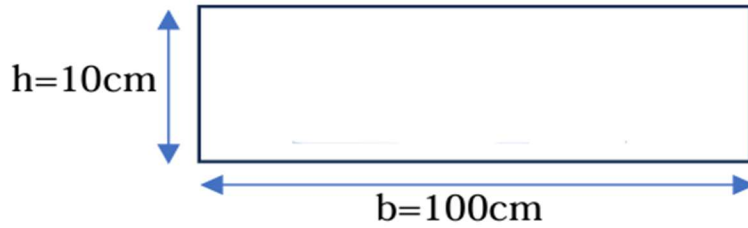


Figure 3-16 : Section de calcul de l'acrotère

Avec :

h : Épaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

3.6.2.1 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

- $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$
- $M_{u/a} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$
- $a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$
- $b = N_u \times (d - d') - M_{u/a}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-21 : Sollicitations et paramètres pour le calcul

$e_0(m)$	$M_{u/a}(KN.m)$	a	b
0.36	0.975	0.035	-0.824

$a > b$: section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

- $\mu = \frac{M_{u/a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$
- $z = d(1 - 0.4\alpha)$
- $A_{ult} = \frac{M_{u/a}}{z * \sigma_s}$

$$- A_{s,u} = A_{ult} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Tableau 3-22 : Section d'armatures

Position	$M_{u/a}$	μ_u	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(cm)$	$A_s(cm^2)$
Appui	0.975	0.0077	$\mu_u < \mu_{ab}$	0.01	0.079	0.226

- Ferrailage minimal :

$$A_{smin} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.994 cm^2 \quad (3.12)$$

Calcul de l'espacement : D'après le BAEL991, nous avons :

$$S_t \leq \min(3h, 33 cm) \Rightarrow S_t \leq 30 cm \Rightarrow S_t = 25 cm$$

On adopte : 4HA8(2.01cm²) avec espacement de 25 cm

- Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.019 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 3.5 MPa \quad (3.13)$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures de répartition :

$$\bar{A}_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.994}{4} = 0.2485 cm^2 \quad (3.14)$$

On adopte : 4HA8 (2.01cm²) avec espacement de 15 cm

Nous adoptons une section d'armatures inférieures de $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$. Pour des raisons pratiques, et compte tenu du fait que les forces horizontales peuvent s'exercer sur les deux faces de l'acrotère, la même section d'armatures est retenue pour la partie supérieure ($A_1 = 2,01 \text{ cm}^2$).

3.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les éléments non structuraux de l'ouvrage. Les calculs ont été réalisés conformément aux normes BAEL91/99 et RPA 2024, en tenant compte des sollicitations spécifiques à chaque élément. Cette démarche vise à assurer leur bon fonctionnement, leur stabilité et leur conformité réglementaire.

Chapitre 4 :

Étude sismique

4.1 Introduction :

L'Algérie étant située dans une zone à forte sismicité, la prise en compte des effets des séismes dans la conception et le dimensionnement des structures est une exigence primordiale pour garantir la sécurité des occupants et la stabilité des ouvrages.

Ce chapitre est dédié à l'étude du comportement sismique du bâtiment. Il a pour objectif d'évaluer la réponse de la structure aux sollicitations induites par un mouvement sismique, conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

L'analyse porte sur le comportement global de la structure face aux sollicitations dynamiques, en tenant compte des caractéristiques mécaniques des matériaux, de la configuration géométrique de l'ouvrage, ainsi que des conditions de sol. Cette étude permet notamment de déterminer les efforts sismiques à reprendre par les éléments porteurs, et de s'assurer que les déplacements et les contraintes restent dans les limites admissibles.

4.2 Méthode de calcul :

Le calcul des actions sismiques peut être réalisé selon l'une des trois méthodes suivantes :

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

4.2.1 Méthode statique équivalente :

- a. Principe de la méthode :

La méthode statique équivalente, définie par le RPA 2024 (article 4-2-1), est une approche simplifiée pour estimer les effets sismiques sur les structures, à condition que certaines

conditions soient respectées. Elle consiste à remplacer l'action du séisme par des forces horizontales fictives réparties selon les masses et hauteurs des niveaux. Cette méthode convient aux bâtiments réguliers en plan et en élévation, et présentant un comportement linéaire, offrant une évaluation globale sans recourir à une analyse dynamique complexe.

Conformément au RPA 2024, les conditions de validité de cette méthode, les coefficients sismiques à utiliser, ainsi que la répartition des forces doivent être rigoureusement respectés.

b. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

L'application de la méthode statique équivalente est autorisée lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau.

Tableau 4-1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (RPA2024)

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

(*) signifie qu'il n'y aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

4.2.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être mise en œuvre, de manière ponctuelle, par un personnel qualifié ayant préalablement justifié le choix des séismes de calcul, des lois de comportement adoptées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à respecter.

4.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Définition de la méthode :

La méthode modale spectrale est l'une des approches les plus couramment utilisées pour l'analyse sismique des structures. Elle consiste à déterminer, pour chaque mode propre de vibration, les effets maximaux induits dans la structure par l'action sismique, modélisée à l'aide d'un spectre de réponse de calcul. Les effets modaux ainsi obtenus sont ensuite combinés selon des méthodes appropriées (telles que SRSS ou CQC) afin d'estimer la réponse globale de la structure.

b. Principe de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale repose sur deux principes fondamentaux permettant de prendre en compte les effets dynamiques induits par l'action sismique :

- La représentation du mouvement sismique sous forme d'un spectre de réponse, appliqué aux appuis de la structure. Ce spectre traduit l'accélération maximale que subirait un oscillateur à un degré de liberté selon sa période propre et l'amortissement.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure, ce qui permet d'utiliser ses modes propres de vibration pour déterminer sa réponse dynamique. Cette approche suppose que la réponse de la structure peut être décomposée en une superposition des contributions de ses différents modes de vibration.

c. Sélection du nombre de modes à considérer :

Dans le cadre de cette méthode, le choix du nombre de modes propres à prendre en compte dans chaque direction d'excitation (généralement X et Y) doit respecter au moins l'un des deux critères suivants :

- La somme des masses modales effectives associées aux modes retenus doit représenter au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes dont la masse modale effective dépasse 5 % de la masse totale doivent obligatoirement être inclus dans le calcul de la réponse sismique globale.

En tout état de cause, un minimum de trois (03) modes doit être pris en compte par direction analysée afin d'assurer une représentation adéquate du comportement dynamique.

d. Cas particulier des structures présentant des effets de torsion marqués :

Dans certaines structures présentant une irrégularité en plan ou une distribution non uniforme des masses et rigidités, les modes de torsion peuvent avoir une contribution significative dans la réponse sismique. Dans ces cas, il se peut que les critères précédents ne soient pas suffisants pour représenter correctement le comportement dynamique global.

Ainsi, il est recommandé de considérer un nombre minimal de modes k tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_k \leq 0.2$$

Avec :

- N : le nombre d'étages hors sol de la structure ;
- T_k : la période du mode k .

Cette exigence vise à assurer une prise en compte suffisante des effets de torsion et des phénomènes dynamiques complexes, en particulier dans les structures irrégulières ou asymétriques.

4.3 Classification des paramètres selon le RPA 2024 :

Notre ouvrage est classé dans ces catégories d'après les critères cités dans le Règlement parasismique algérien RPA 2024 :

- a. Zone sismique : Alger, zone VI, sismicité élevée.

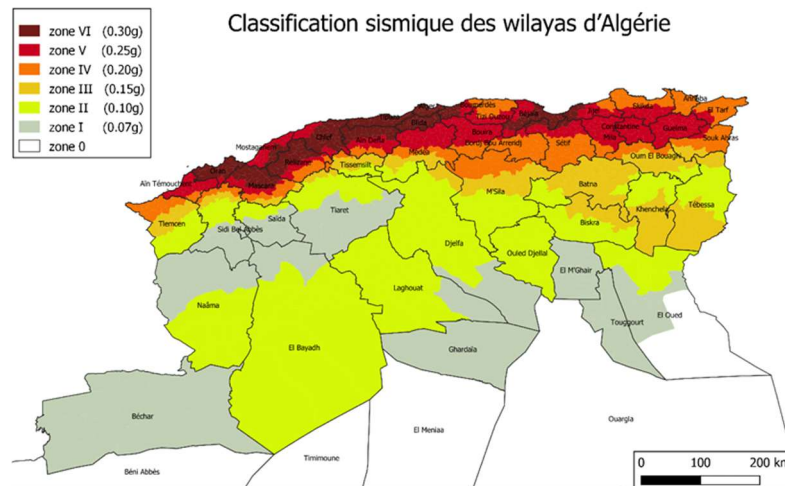


Figure 4-1 : Classification sismique des Wilaya d'Algérie

- b. Importance de l'ouvrage : Bâtiments de grande importance, Groupe d'usage 1B (Selon art 3.4).
- c. Type de sol : Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol ferme (catégorie S2) (article 3.2.1).
- d. Système de contreventement : Système de contreventement mixte, équivalent à des voiles (article 3.5)

4.4 Modélisation de la structure :

Description de la modélisation :

Dans le cadre de l'analyse dynamique du bâtiment, la modélisation numérique constitue une étape essentielle permettant de simuler le comportement réel de la structure sous l'effet des sollicitations sismiques. En effet, les interactions complexes entre les différents éléments porteurs, les répartitions des masses et des rigidités, ainsi que les effets dynamiques liés aux vibrations propres de la structure ne peuvent être représentés avec précision que par le biais d'outils informatiques spécialisés.

L'utilisation d'un logiciel de calcul performant permet non seulement de gagner en temps et en efficacité, mais aussi d'assurer une meilleure précision dans les résultats obtenus, notamment dans le cadre de l'analyse modale spectrale. Ces logiciels permettent également de visualiser les déformations, les efforts internes, les modes propres de vibration et d'appliquer les combinaisons d'efforts conformément aux normes en vigueur.

Dans cette étude, la modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS – version 21.0. Ce logiciel permet de concevoir, modéliser et analyser des structures en trois dimensions, tout en intégrant les charges permanentes, d'exploitation et sismiques conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

Les éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles), les éléments horizontaux (poutres et planchers), ainsi que les conditions aux limites (encastrement à la base) ont été pris en compte dans le modèle de manière à refléter au mieux le comportement réel du bâtiment.

4.4.1 Présentation de la vue 3D :

La figure ci-dessous présente une vue en 3D de l'ouvrage modélisé dans le logiciel ETABS, illustrant la configuration générale de la structure.

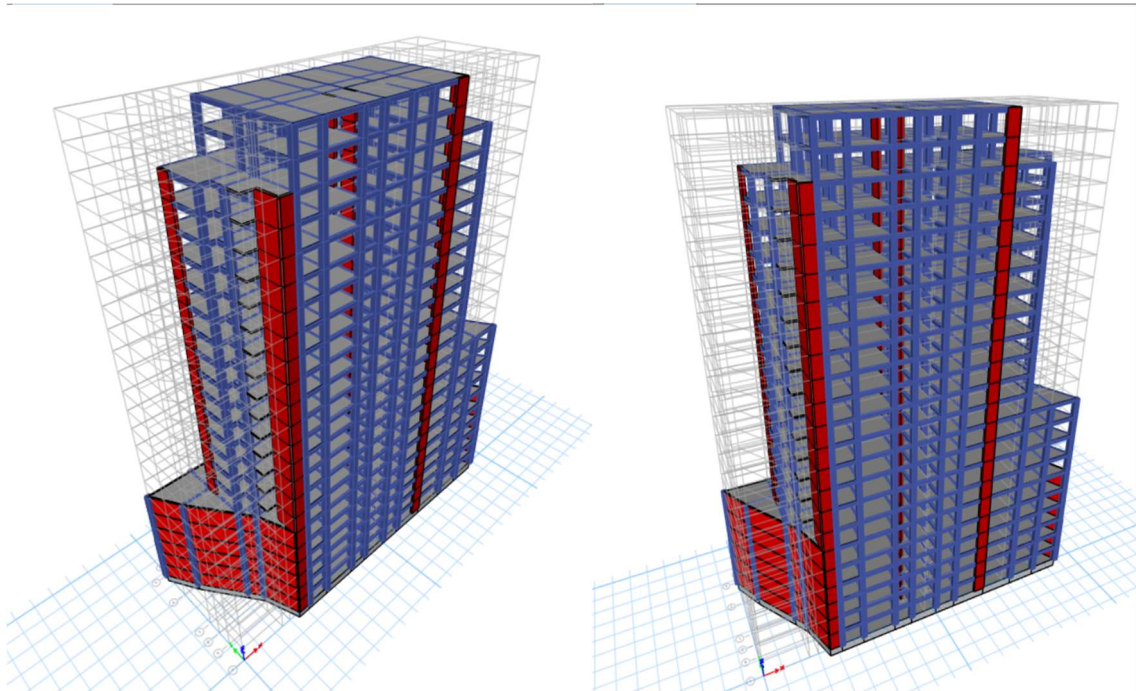


Figure 4-2 : Vue en 3D de l'ouvrage

4.4.2 Présentation des vues en plan :

La figure suivante montre la vue en plan du sous-sol et de l'entresol.

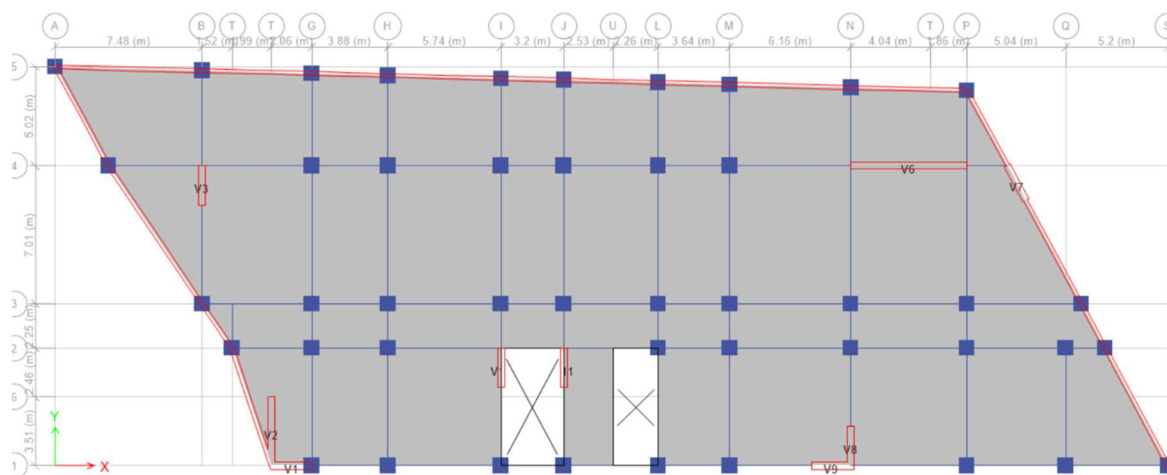


Figure 4-3 : Vue en plan du sous-sol et entre sol

La figure suivante illustre la vue en plan de l'étage courant, permettant d'observer la disposition typique des éléments porteurs à ce niveau.

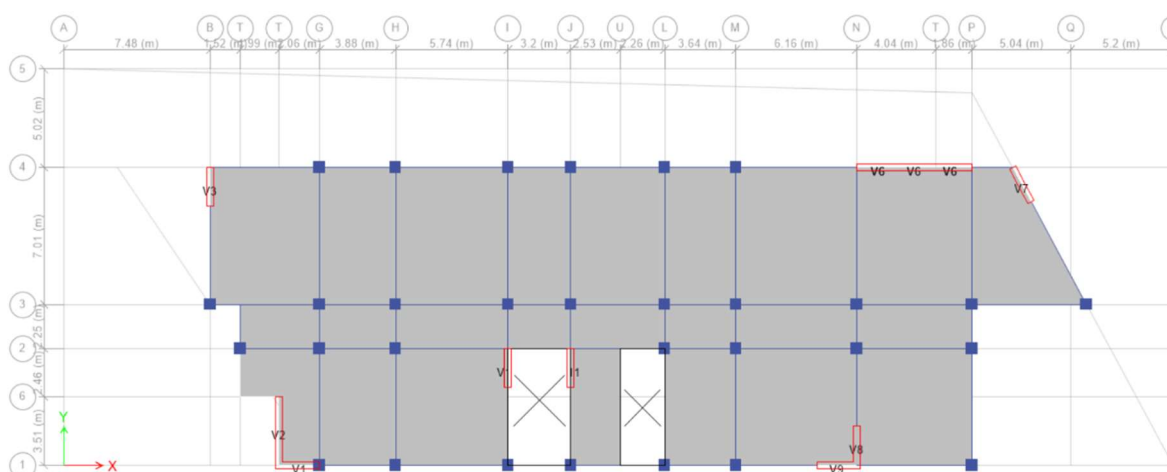


Figure 4-4 : Vue en plan de l'étage courant

La figure ci-après présente les vues en plan du rez-de-chaussée, de la mezzanine, du triplex 1 ainsi que des 1er et 2e étages.

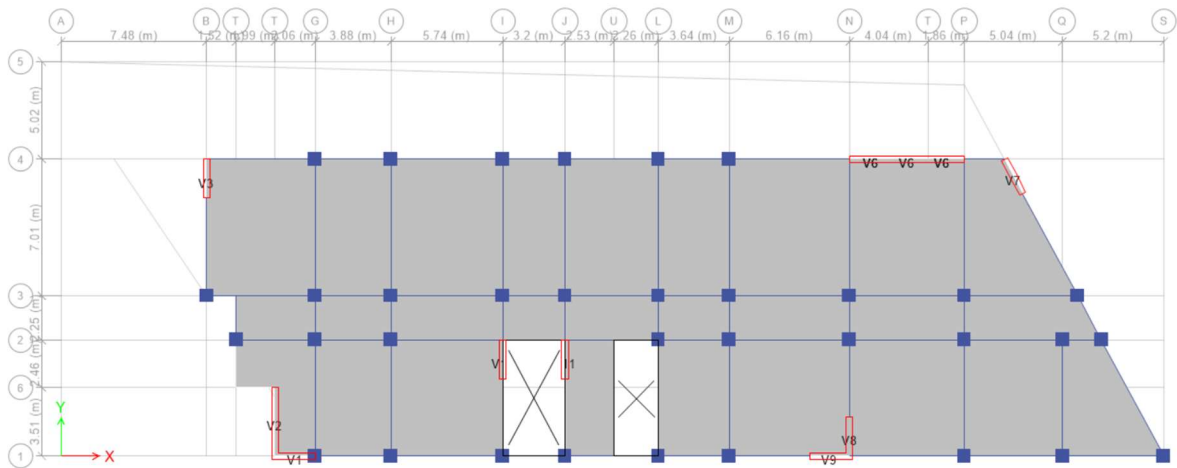


Figure 4-5 : Vue en plan de RDC, mezzanine, triplex 1, étage 1 et 2

La figure suivante illustre les vues en plan des triplex 2 et 3.

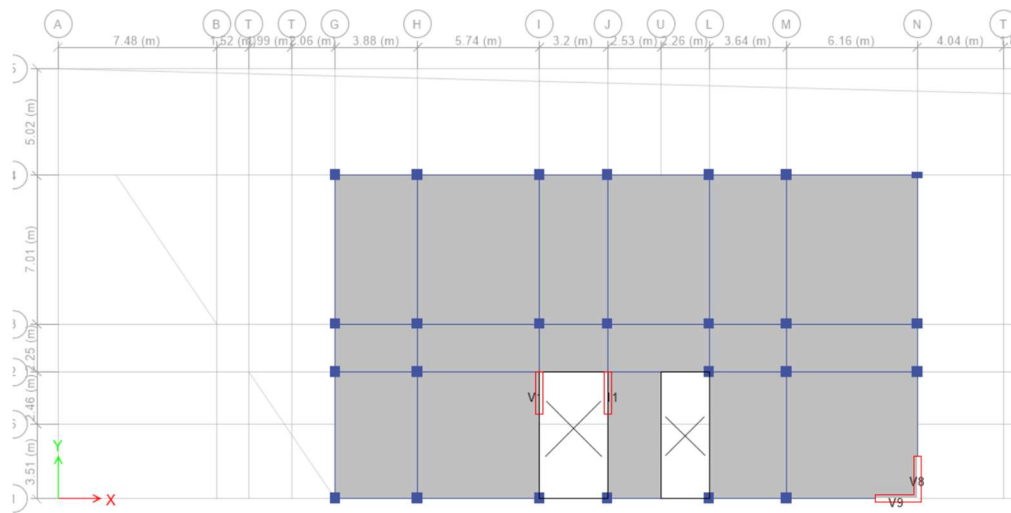


Figure 4-6 : Vue en plan du triplex 2 et 3

4.5 Le spectre de réponse :

Le spectre de réponse constitue un outil fondamental dans l'analyse dynamique des structures. Il représente, en fonction de la période propre de vibration d'un système, l'accélération maximale attendue en réponse à un séisme de référence, pour un amortissement donné. Ce spectre permet ainsi de traduire l'action sismique sous forme d'efforts dynamiques équivalents, utilisables dans le cadre de la méthode modale spectrale.

Conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, le spectre de réponse est défini à partir des caractéristiques comme ça :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right) & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (4.1)$$

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S : Coefficient de site ;
- Q_f : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement global de la structure ;
- T_1 : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_2 : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_3 : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectrale constant ;
- a. Coefficient d'accélération de zone (A) :

La valeur de A est déterminée à partir du tableau (3.2) du RPA 2024, en fonction de la zone sismique. Dans notre cas, A est égal à 0,30.

- b. Pourcentage de l'amortissement critique ξ :

ξ est donnée par le tableau (3.5) RPA2024 en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on prend $\xi(\%) = 10\%$

- c. Facteur de correction d'amortissement η :

η qui dépend du pourcentage d'amortissement est donnée par la formule (3.9) selon RPA 2024

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76 \quad (4.2)$$

- d. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est obtenue à partir du tableau (3.17) du RPA 2024, en fonction du système de contreventement adopté. Dans notre cas, la structure est contreventée par un système mixte équivalent à des voiles porteurs, ce qui conduit à une valeur de R égale à 4,5.

e. Vérification du choix :

Pour un Système de contreventement mixte ; le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble (Tableau 4-2).

Tableau 4-2 : Vérification du système à contreventement mixte

	Effort totale à la base (KN)	Effort repris par les voiles (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Sens X	11979.25	6759.25	56.42	Vérifiée
Sens Y	11854.42	6071.85	51.22	Vérifiée

f. Période caractéristique associé à la catégorie du site :

Les périodes caractéristiques correspondant à la catégorie de site sont fournies par le tableau (3.3) du RPA 2024.

Dans notre cas, les valeurs retenues sont : $T_1 = 0.10$ s et $T_2 = 0,50$ s, et $S=1.2$.

g. Facteur de qualité Q :

Q est en fonction de :

- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Redondance en plan.

La valeur de Q_f est déterminée par la formule (3.23) :

$$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad (4.3)$$

Où :

P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau 4-3 : Facteur de qualité

Critère « q »	Observé	N/observé
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	/	0.2
Redondance en plan	/	/
Total		$Q_f = 1.2$

À l'issue des calculs, le spectre obtenu est représenté sous forme de courbe dans la figure suivante. Étant donné la complexité des calculs dynamiques, ceux-ci seront réalisés à l'aide du logiciel ETABS.

4.6 Les spectres :

a. Spectre horizontal :

La figure suivante représente le spectre de réponse horizontal, utilisé pour déterminer l'action sismique appliquée à la structure conformément aux exigences du RPA 2024

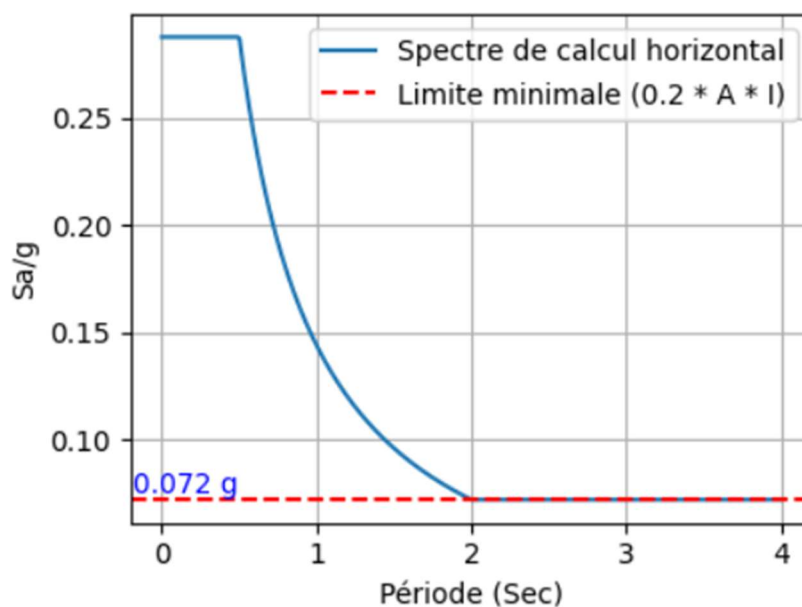


Figure 4-7 : Spectre de réponse horizontal

b. Spectre vertical :

La figure ci-après montre le spectre de réponse vertical, permettant d'évaluer les effets sismiques verticaux conformément aux dispositions du RPA 2024.

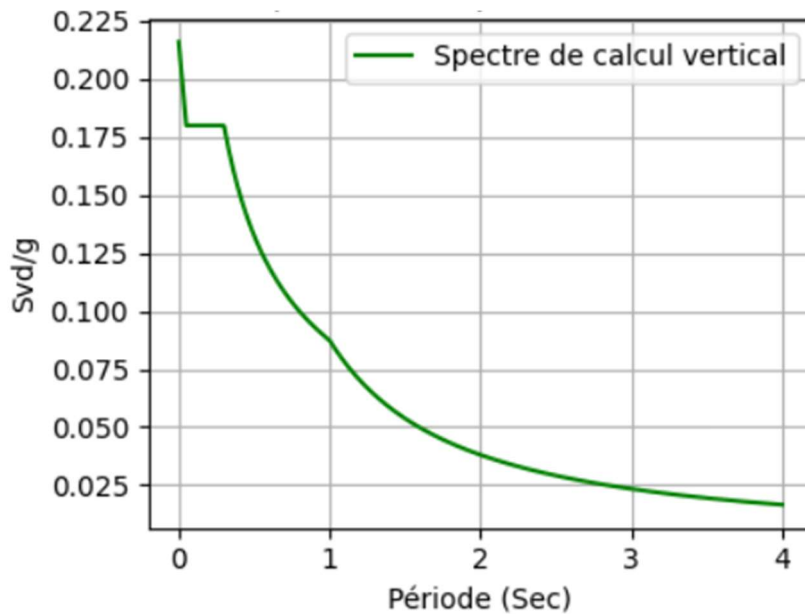


Figure 4-8 : Spectre de réponse vertical

4.7 Analyse modale :

L'analyse modale est une étape fondamentale dans l'étude du comportement dynamique des structures. Elle consiste à déterminer les fréquences propres, les périodes, ainsi que les formes modales associées à la structure. Ces paramètres permettent de caractériser la réponse de l'ouvrage face à des sollicitations dynamiques, notamment sismiques. En modélisant la structure comme un système à plusieurs degrés de liberté, l'analyse modale fournit une base essentielle pour les méthodes d'analyse dynamique telles que l'analyse spectrale. Elle permet ainsi de mieux appréhender le comportement global de la structure et d'identifier les modes les plus significatifs dans la réponse au séisme.

a. Observations des résultats :

Après l'analyse par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-4 : Mode de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	U_X	U_Y	ΣU_X	ΣU_Y	R_Z	ΣR_Z
1	1.613	0.0302	0.6705	0.0302	0.6705	0.0154	0.0154
2	1.411	0.6847	0.0311	0.7149	0.7016	0.0007	0.0161
3	1.216	0.0046	0.0193	0.7195	0.7209	0.6558	0.6719
4	0.523	0.0055	0.1214	0.725	0.8423	0.0101	0.6821
5	0.438	0.1292	0.0076	0.8542	0.8499	0.0001	0.6822
6	0.368	0.0001	0.0061	0.8543	0.856	0.1438	0.826
7	0.285	0.0025	0.0479	0.8568	0.9039	0.0054	0.8313
8	0.238	0.0447	0.0013	0.9015	0.9052	0.0012	0.8325
9	0.196	0.0031	0.0001	0.9046	0.9052	0.0496	0.8822
10	0.181	0.0007	0.0259	0.9053	0.9312	4.86E-05	0.8822
11	0.165	0.0236	0.0009	0.9289	0.932	0.005	0.8872
12	0.135	0.0026	0.00001486	0.9316	0.932	0.0265	0.9138

4.8 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA2024 :

$$T_{\text{empirique}} = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (4.4)$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$ [Unité en s] : période fondamentale

h_N [Unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table (4.3) selon le RPA 2024.

Dans notre cas : $C_T = 0.05$.

$h_N = 55.45 \text{ m}$.

Donc on aura : $T_{\text{empirique}} = 1.016 \text{ s}$

La valeur de T_0 peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

$$T_{calcul} = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum (W_i * \delta_i^2)}{g \sum (f_i * \delta_i)}} \quad (4.5)$$

T_{calcul} [en s] : période fondamentale

f_i [unité : S.I.] : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

g [unité : S.I.] : accélération de la pesanteur.

δ_i [unité : m] : flèches horizontales dues aux forces, f_i , calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

W_i [unité : S.I.] : poids calculé à chaque niveau (i)

Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T_{calcul} = 2 * \sqrt{\delta_N} \quad (4.6)$$

Avec :

T_{calcul} [unité : s] : période fondamentale.

δ_N [unité : m] : flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Dans notre cas on a : $\delta_N = 0.392 \text{ m}$

Donc on aura : $T_{calcul} = 1.25 \text{ s}$

Conformément au tableau 4.4 du RPA 2024, la condition $T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$ est satisfaite, ce qui permet de retenir $T_0 = T_{calcul}$ comme période fondamentale de la structure.

4.9 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Conformément aux dispositions de l'article 4.3.6 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base, notée V_t , obtenue par la combinaison des effets modaux issus de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique totale V déterminée selon la méthode statique équivalente, pour une période fondamentale donnée.

Dans le cas où cette condition n'est pas respectée, l'effort tranchant à la base doit être majoré à l'aide du facteur de correction suivant : $\frac{0.8V}{V_T}$

Le calcul de la force sismique globale à la base V , selon la méthode statique équivalente, est exprimé par la formule suivante :

$$V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g}(T_0) * W \quad (4.7)$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

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

λ : Coefficient de correction

Dans notre cas : $\lambda = 1$

Et : $\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.122$, $W = 121519.46 \text{ KN}$

Ainsi, la force sismique globale à la base est évaluée à $V_{statique} = 14825.37 \text{ KN}$

Cette valeur de la force sismique globale à la base servira de référence pour la vérification de la résultante des forces sismiques, conformément aux exigences du RPA 2024 (Tableau 4-5).

Tableau 4-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

Sens du séisme	V (Statique équivalente) (KN)	0,8 V (Statique équivalente) (KN)	Vt (modale) (KN)	V (modale) > 0,8V (Statique équivalente)	$0.8V/V_t$
Ex	14825.370	11860.296	11971.398	Condition satisfaite	0.991
Ey	14825.370	11860.296	10550.004	Condition non satisfaite	1.124

On constate que la condition de vérification dans la direction Y n'est pas satisfaite. Conformément aux dispositions de l'article 4.3.5 du RPA 2024, il est alors nécessaire de majorer l'ensemble des paramètres de réponse (efforts, déplacements, moments, etc.) selon le rapport $\frac{0.8*V}{V_t}$.

4.10 Vérification de la stabilité au renversement :

Afin d'assurer la stabilité de la structure contre le renversement sous l'effet de l'action sismique, la relation prescrite par l'article 5.5 du RPA 2024 doit impérativement être vérifiée dans les deux directions principales.

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.3 \quad (4.8)$$

Avec :

M_{renv} : Le moment de renversement, au niveau des fondations.

$$M_{renv} = \sum_i^n F_i * h_i \quad (4.9)$$

M_{stab} : Le moment stabilisant.

$$M_{stabx} = W * X_G \quad (4.10)$$

$$M_{staby} = W * Y_G \quad (4.11)$$

Où :

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité de la structure.

W : poids total du bâtiment

F_i : Force sismique au niveau i

h_i : Hauteur du niveau i

Tableau 4-6 : Vérification vis-à-vis du renversement

Sens	M_{sta} (KN.m)	M_{ren} (KN.m)	$\frac{M_{sta}}{M_{ren}}$	OBS
Sens x	3440215.91	387750.4	8.87	Vérifié
Sens y	957573.35	375612.12	2.55	Vérifié

4.11 Vérification du déplacement inter-étage :

Conformément à l'article 4.5.2 du RPA 2024, le déplacement horizontal total δ_K au niveau k d'une structure est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_f} * \delta_{eK} \quad (4.12)$$

où :

δ_{eK} représente le déplacement élastique induit par les forces sismiques,

R est le coefficient de comportement de la structure.

Q_f est coefficient de qualité

Le déplacement relatif Δ_K entre deux niveaux successifs, k et $k-1$, est alors exprimé par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Pour vérifier la limite admissible du déplacement relatif inter-étage, on se réfère à l'article 5.10 du RPA 2024, qui précise que ce déplacement ne doit pas dépasser 1,5 % de la hauteur d'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 4-7 : Déplacement inter-étage dans le sens XX

Etage	δ_{eK}	$\delta_{eK} - \delta_{eK-1}$	$(\delta_{eK} - \delta_{eK-1}) / h$	Δ_K	Δ_K / h	Etat
Niv. 3 – Trip	84.64	2.22	0.0007	8.33	0.00258	OK
Niv. 2 – Trip	82.42	3.42	0.0011	12.82	0.00397	OK
Niv. 1 – Trip	79.00	4.45	0.0014	16.70	0.00517	OK
Et 12	74.55	4.79	0.0015	17.97	0.00556	OK
Et 11	69.76	5.10	0.0016	19.13	0.00592	OK
Et 10	64.66	5.25	0.0016	19.70	0.00610	OK
Et 9	59.40	5.56	0.0017	20.84	0.00645	OK
Et 8	53.84	5.83	0.0018	21.86	0.00677	OK
Et 7	48.02	6.07	0.0019	22.77	0.00705	OK
Et 6	41.94	6.26	0.0019	23.47	0.00727	OK
Et 5	35.68	6.38	0.0020	23.91	0.00740	OK
Et 4	29.31	6.22	0.0019	23.33	0.00722	OK
Et 3	23.09	6.02	0.0019	22.59	0.00699	OK
Et 2	17.06	5.63	0.0017	21.12	0.00654	OK
Et 1	11.43	5.31	0.0016	19.91	0.00616	OK
Mezz	6.12	4.34	0.0013	16.26	0.00478	OK
RDC	1.79	1.79	0.0005	6.70	0.00186	OK

Remarque :

- Et : étage.
- Mezz : mezzanine.
- RDC : Rez-de-chaussée.
- Trip : Triplex.

Tableau 4-8 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Etage	δ_{eK}	$\delta_{eK} - \delta_{eK-1}$	$(\delta_{eK} - \delta_{eK-1}) / h$	Δ_K	Δ_K / h	Etat
Niv. 3 – Trip	104.674	4.60	0.0014	17.24	0.00534	OK
Niv. 2 – Trip	100.076	2.47	0.0008	9.26	0.00287	OK
Niv. 1 – Trip	97.607	5.24	0.0016	19.66	0.00609	OK
Et 12	92.364	5.62	0.0017	21.06	0.00652	OK
Et 11	86.748	6.08	0.0019	22.81	0.00706	OK
Et 10	80.666	6.35	0.0020	23.81	0.00737	OK
Et 9	74.316	6.71	0.0021	25.17	0.00779	OK
Et 8	67.605	7.08	0.0022	26.56	0.00822	OK
Et 7	60.522	7.42	0.0023	27.84	0.00862	OK
Et 6	53.099	7.70	0.0024	28.88	0.00894	OK
Et 5	45.397	7.90	0.0024	29.63	0.00917	OK
Et 4	37.497	7.77	0.0024	29.13	0.00902	OK
Et 3	29.728	6.86	0.0021	25.73	0.00797	OK
Et 2	22.867	7.31	0.0023	27.41	0.00848	OK
Et 1	15.559	7.19	0.0022	26.97	0.00835	OK
Mezz	8.368	5.97	0.0018	22.39	0.00658	OK
RDC	2.398	2.40	0.0007	8.99	0.00250	OK

4.12 Justification vis-à-vis l'effet P-delta :

Ces effets, également appelés effets de second ordre (ou effets P- Δ), correspondent à un moment additionnel généré par le produit de l'effort normal agissant dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal de ce même nœud.

Ils apparaissent dans toutes les structures dont les éléments sont soumis à des charges axiales, et deviennent significatifs lorsque les déplacements horizontaux sont importants, notamment en situation sismique.

Selon le RPA 2024 (article 5.9) ces effets peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \quad (4.13)$$

Avec :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$

h_K : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_K , il convient de considérer que :

Si $(0.10 \leq \theta_K \leq 0.20)$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$.

Si $(\theta_K \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens x-x :

Tableau 4-9 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens XX

Niveau	h_K (mm)	P_K (KN)	Sens x-x			
			Δ_K (mm)	V_K (KN)	θ_K	Observation
RDC	3600	121519.46	8.33	11971.3983	0.023	Vérifiée
Mezzanine	3400	114445.62	12.82	11873.3487	0.036	Vérifiée
Et 01	3230	105890.58	16.7	11513.95	0.048	Vérifiée
Et 02	3230	97459.92	17.97	10970.1019	0.049	Vérifiée
Et 03	3230	89134.97	19.13	10345.5114	0.051	Vérifiée
Et 04	3230	82482.40	19.7	9757.2091	0.052	Vérifiée
Et 05	3230	74119.00	20.84	9192.8611	0.052	Vérifiée
Et 06	3230	66907.76	21.86	8660.846	0.052	Vérifiée
Et 07	3230	59696.51	22.77	8158.4752	0.052	Vérifiée
Et 08	3230	52485.26	23.47	7686.0237	0.050	Vérifiée
Et 09	3230	45274.01	23.91	7218.4304	0.046	Vérifiée
Et 10	3230	38062.77	23.33	6697.6841	0.041	Vérifiée
Et 11	3230	30851.52	22.59	6061.0616	0.036	Vérifiée
Et 12	3230	23888.56	21.12	5238.4639	0.030	Vérifiée
Niv. 1 –Trip	3230	16925.60	19.91	4189.3915	0.025	Vérifiée
Niv. 2 –Trip	3230	9962.64	16.26	2980.4117	0.017	Vérifiée
Niv. 3 –Trip	3230	5307.37	6.7	1778.1101	0.006	Vérifiée

Sens y-y :

Niveau	h_K (mm)	P_K (KN)	Sens y-y			
			Δ_K (mm)	V_K (KN)	θ_K	Observation
RDC	3600	121519.46	17.24	10550.0042	0.055	Vérifiée
Mezzanine	3400	114445.62	9.26	10447.9303	0.030	Vérifiée
Et 01	3230	105890.58	19.66	10070.075	0.064	Vérifiée
Et 02	3230	97459.92	21.06	9516.6891	0.067	Vérifiée
Et 03	3230	89134.97	22.81	8922.0698	0.071	Vérifiée
Et 04	3230	82482.40	23.81	8411.7148	0.072	Vérifiée
Et 05	3230	74119.00	25.17	7933.3556	0.073	Vérifiée
Et 06	3230	66907.76	26.56	7484.2195	0.074	Vérifiée
Et 07	3230	59696.51	27.84	7063.3339	0.073	Vérifiée
Et 08	3230	52485.26	28.88	6670.141	0.070	Vérifiée
Et 09	3230	45274.01	29.63	6275.0173	0.066	Vérifiée
Et 10	3230	38062.77	29.13	5826.1286	0.059	Vérifiée
Et 11	3230	30851.52	25.73	5277.9446	0.047	Vérifiée
Et 12	3230	23888.56	27.41	4569.3348	0.044	Vérifiée
Niv. 1 –Trip	3230	16925.60	26.97	3625.1388	0.039	Vérifiée
Niv. 2 –Trip	3230	9962.64	22.39	2420.2753	0.029	Vérifiée
Niv. 3 –Trip	3230	5307.37	8.99	1380.0603	0.011	Vérifiée

Tableau 4-10 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens YY

4.13 Effet de la torsion accidentelle :

Ce facteur a été pris en compte lors de la définition des cas de charges sismiques dans le logiciel ETABS, avec une valeur de 5 %.

4.14 Vérification de l'effort normal réduit :

Avant d'entamer les vérifications de résistance, il est nécessaire de justifier l'effort normal réduit pour les éléments porteurs verticaux, notamment les poteaux. Cette vérification permet de s'assurer que les efforts axiaux appliqués restent dans des limites acceptables par rapport à la capacité de l'élément. Le calcul est basé sur le rapport entre l'effort normal agissant dans l'élément et l'effort normal maximal admissible, en tenant compte des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section. Cette étape est essentielle pour garantir la stabilité globale de la structure, notamment dans un contexte sismique comme celui de l'Algérie.

Pour la vérification de l'effort normal réduit, il est nécessaire de connaître l'effort normal agissant dans l'élément. Le calcul manuel de cet effort a conduit à une valeur largement surestimée, en raison des hypothèses simplificatrices adoptées (répartition uniforme des charges, absence d'interactions complexes entre les éléments, etc.).

Dans ce contexte, on a préféré utiliser l'effort normal obtenu à partir du logiciel de calcul, qui repose sur la méthode des éléments finis. Cette approche permet de modéliser plus finement le comportement de la structure en prenant en compte les conditions aux limites réelles, les interactions entre éléments, ainsi que la répartition réelle des charges. L'effort normal extrait du logiciel est donc jugé plus représentatif et adapté à la vérification de l'effort normal réduit.

La condition suivante indiquée dans l'article 7.4.3 selon RPA2024 doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35 \quad (4.14)$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul

B_c : Section brute de poteau

Le tableau ci-dessous présente les résultats des vérifications effectuées sur les poteaux, conformément aux exigences de dimensionnement et de stabilité.

Tableau 4-11 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Poteaux	N_d	ν	Observation
Triplex 3	50	947.8136	0.108	Vérifiée
Triplex 2	50	1157.947	0.132	Vérifiée
Triplex 1	50	1415.83	0.162	Vérifiée
Étage 12	50	1680.262	0.192	Vérifiée
Étage 11	50	1963.0703	0.224	Vérifiée
Étage 10	60	2256.5333	0.179	Vérifiée
Étage 9	60	2551.2186	0.202	Vérifiée
Étage 8	60	2855.5223	0.227	Vérifiée
Étage 7	60	3167.0836	0.251	Vérifiée
Étage 6	60	3485.6299	0.277	Vérifiée
Étage 5	60	3812.2804	0.303	Vérifiée
Étage 4	70	4153.3303	0.242	Vérifiée
Étage 3	70	4496.5701	0.262	Vérifiée
Étage 2	70	4844.715	0.282	Vérifiée
Étage 1	70	5198.2912	0.303	Vérifiée
Mezzanine	70	5567.8089	0.325	Vérifiée
RDC	80	5819.5853	0.259	Vérifiée
Ente sol	80	6505.1746	0.290	Vérifiée
Sous-sol 1	80	7076.794	0.316	Vérifiée
Sous-sol 2	80	7666.5595	0.342	Vérifiée
Sous-sol 3	90	8288.8387	0.292	Vérifiée
Sous-sol 4	90	8927.1433	0.315	Vérifiée
Sous-sol 5	90	9588.8486	0.338	Vérifiée

4.15 Conclusion :

L'ensemble des vérifications dynamiques a été réalisé avec succès, notamment la vérification de la période fondamentale, l'évaluation du comportement global de la structure, le contrôle de l'effort normal réduit, ainsi que la prise en compte de l'effet P-Delta.

Dans notre cas, malgré les contraintes, toutes les exigences de l'étude dynamique ont été respectées conformément aux prescriptions du RPA2024.

Chapitre 5 :

Étude des éléments structurels

5.1 Introduction :

Après le calcul des sollicitations, nous procédons à la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité des éléments porteurs de la structure. Cette dernière est composée principalement de trois types d'éléments structurels : les poutres, les poteaux et les voiles. Le ferrailage de ces éléments est effectué conformément aux prescriptions des règlements BAEL91/99 et RPA2024.

5.2 Étude des poteaux :

5.2.1 Introduction :

Un poteau est soumis à l'effort normal N et au moment de flexion M . Par conséquent, les poteaux sont ferrillés en flexion composées à l'état limite ultime ELU suivant les recommandations de le RPA2024 puis vérifiée à l'état limite de service.

Dans notre structure on a quatre types de poteaux selon les niveaux voire le tableau 5-1:

- Poteau (50x50) cm.
- Poteau (60x60) cm.
- Poteau (70x70) cm.
- Poteau (80x80) cm.
- Poteau (90x90) cm.

Le calcul des poteaux se fait sous l'effet du l'effort normal, moment et l'effort tranchant en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- Combinaisons fondamentales : BAEL91/99

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{à l'ELS: } G + Q \end{cases} \quad (5.1)$$

- Combinaisons accidentelles : RPA 2024 :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_3 \\ G + \psi \cdot Q + E_4 \\ G + \psi \cdot Q + E_5 \end{cases} \quad (5.3)$$

5.2.2 Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

- $N_{max}; M_{corr}$.
- $M_{max}; N_{corr}$.
- $N_{min}; M_{corr}$.

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ETABS, les cas les plus défavorables sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5-2 : Sollicitations de calcul pour les poteaux

Poteaux	Combinaison	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
50	ELU	1963.07	283.98
	ELS	296.61	201.87
	ELA	1801.60	455.31
60	ELU	3812.28	180.39
	ELS	449.62	131.36
	ELA	3666.50	732.72
70	ELU	5567.81	202.89
	ELS	1220.19	139.01
	ELA	5990.58	880.07
80	ELU	7666.56	256.38
	ELS	1944.64	179.87
	ELA	8356.38	1257.51
90	ELU	9588.85	179.81
	ELS	1270.74	128.08
	ELA	8842.44	666.86

5.2.2.1 Ferrailage maximale et minimale :

Armature minimale Selon l'ART7.7.4.2 du RPA2024 :

$$- A_{min} = 1\%B$$

La section maximale exigée par le RPA :

- $A_{max,RPA} = 4\%B$ En zone courante
- $A_{max,RPA} = 8\%B$ En zone de recouvrement

Le tableau ci-dessous présente les valeurs minimales et maximales de ferrailage exigées par le RPA.

Tableau 5-3 : Ferrailage maximale et minimale exigée par le RPA

Section	RPA2024		
	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
90	81	324	648
80	64	256	512
70	49	196	392
60	36	144	288
50	25	100	200

5.2.2.2 Choix des armatures longitudinales :

Les résultats de choix de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-4 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	A_{min} (cm^2)	Choix d'armature	$A_{s,cor}$ (cm^2)
90*90	81	28 * HA 20	87.96
80*80	64	14 * HA 20 + 10 * HA 16	64.09
70*70	49	8 * HA 20 + 12 * HA 16	49.26
60*60	36	4 * HA 20 + 12 * HA 16	36.69
50*50	25	4 * HA 20 + 8 * HA 16	28.65

5.2.2.3 Recouvrement des armatures longitudinales :

Selon l'article 7.4.2 du RPA2024, la longueur de recouvrement minimale est de 60ϕ en zones IV, V et VI. Les résultats sont affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-5 : Recouvrement des armatures longitudinales

Barres	$L_r (cm)$
20	120
16	96

5.2.3 Calcul des armatures transversales :

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux de chaque niveau.

5.2.3.1 Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (5.4)$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{h}{a}$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-6 : Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente

Poteaux	Longueur	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Condition
50*50	3.23	6.46	0.075	2.625	253.39	1.078	Condition vérifiée
60*60	3.23	5.38	0.075	2.625	117.73	0.3442	Condition vérifiée
70*70	3.23	4.61	0.04	1.4	146.74	0.3128	Condition vérifiée
80*80	3.23	4.03	0.04	1.4	170.70	0.2771	Condition vérifiée
90*90	3.06	3.4	0.04	1.4	117.44	0.1499	Condition vérifiée

5.2.3.2 Calcul de la quantité d'armatures transversales :

a. Calcul l'espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10cm, 60\phi_l\right) \quad (5.5)$$

$$\phi_{l,min} = 1.4cm \quad b_0 = 44cm$$

$$t \leq \min(14.66cm, 10cm, 84cm) = 10cm$$

On adopte un de $t = 10cm$ dans la zone nodale.

Dans la zone courante :

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$$t' \leq \min(25; 25; 14) = 14 \text{ cm}$$

On adopte un de $t' = 14cm$ dans la zone nodale.

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

Pour les cadres, on les adopte avec des espacements de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

b. Calcul de la section d'armatures transversale :

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA2024 : les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (5.6)$$

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ;

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (5.7)$$

Les sections d'armatures sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5-7 : La section minimal d'armature transversale selon RPA

Poteaux	λ_g	ρ_a	V_u	A_t Zone nodale	A_t Zone courante
50*50	6.46	2.5	253.39	2.53	3.54
60*60	5.38	2.5	117.73	0.98	1.37
70*70	4.61	3.75	146.74	1.57	2.20
80*80	4.04	3.75	170.70	1.60	2.24
90*90	3.40	3.75	117.44	0.98	1.37

c. La quantité minimale des armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{tb_1}$) en % est donnée comme suit

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes} & \text{si } : 3 < \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (5.8)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-8 : Quantité minimale des armatures transversales

Poteaux	λ_g	% 0.3 tb_1	% 0.8 tb_1
50*50	6.46	1.5	
60*60	5.38	1.8	
70*70	4.61	2.1	5.6
80*80	4.04	2.4	6.4
90*90	3.40	2.7	7.2

Le tableau ci-dessous présente le choix des armatures transversales :

Tableau 5-9 : Choix des armatures transversales

Poteau	$A_{min}(cm^2)$	Choix d'armature	$A_{s,adopté}(cm^2)$
50*50	3.8	4 * HA 12	4.52
60*60	1.8	6 * HA 8	3.02
70*70	5.6	6 * HA 12	6.79
80*80	6.4	8 * HA 12	9.05
90*90	7.2	8 * HA 12	9.05

5.2.4 Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS

5.2.4.1 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité e_{ser} est donné par :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad (5.9)$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorables

$(N_{ser,max}; M_{ser,corr})$ et $(M_{ser,max}; N_{corr})$, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-10 : Calcul de l'excentricité sous $(M_{ser,max}; N_{ser,corr})$

Poteaux	$M_{ser,max}$ (KN.m)	$N_{ser,corr}$ (KN)	e_{ser}	$\frac{h}{6}$	Résultat
50*50	201.87	456.26	0.44	8.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
60*60	131.36	1447.23	0.09	10	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
70*70	139.00	3401.73	0.04	11.67	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
80*80	241.08	3689.02	0.07	13.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
90*90	114.04	5296.79	0.02	15	$e_{ser} < \frac{h}{6}$

Tableau 5-11 : Calcul de l'excentricité sous ($N_{ser,max}$; $M_{ser,corr}$)

Poteaux	$N_{ser,max}$ (KN)	$M_{ser,corr}$ (KN.m)	e_{ser}	$\frac{h}{6}$	Résultat
50*50	6943.05	39.58	0.0057	8.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
60*60	5565.76	107.03	0.0192	10	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
70*70	4059.06	24.97	0.0061	11.67	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
80*80	2770.51	34.71	0.0125	13.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
90*90	1411.16	28.80	0.0204	15	$e_{ser} < \frac{h}{6}$

5.2.4.2 Vérification des contraintes :

Pour tous les cas on a :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6} \quad (5.10)$$

Alors le centre de pression c se situe à l'intérieure du noyau central.

La section est entièrement comprimée

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

- Calcul de l'aire de la section homogène :

$$B_h = bh + n(A_s + A_{sc}) \quad (5.11)$$

- Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 + A_s (d - h^2)^2 \right] \quad (5.12)$$

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc,max} = \frac{N_{ser}}{B_h} + \frac{M_{ser}V}{I} \quad (5.13)$$

$$\sigma_{bc,min} = \frac{N_{ser}}{B_h} - \frac{M_{ser}V}{I} \quad (5.14)$$

– Vérification de contrainte :

Les poteaux étant à l'intérieur du bâtiment, ils ne sont donc pas exposés à des environnements agressifs, la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\text{Avec ; } B_h = b + n(A_s + A_{sc})$$

Les poteaux étant à l'intérieur du bâtiment, ils ne sont donc pas exposés à des environnements agressifs, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc,min} > 0$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Les tableaux suivants présentent la vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau 5-12 : Vérification des contraintes à l'ELS ($M_{ser,max}$, $N_{ser,corr}$)

Poteaux	$M_{ser,max}$ (KN.m)	$N_{ser,corr}$ (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc,min}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
50*50	201,87	456,26	11,1	21	0.56	141,4	250	Vérifiée
60*60	131,36	1447,23	6,17	21	0.66	88,5	250	Vérifiée
70*70	139,00	3401,73	7,8	21	4.15	114,8	250	Vérifiée
80*80	241,08	3689,02	7,05	21	2.28	103,5	250	Vérifiée
90*90	114,04	5296,79	6,36	21	4.96	94,7	250	Vérifiée

Tableau 5-13 : Vérification des contraintes à l'ELS ($N_{ser,max}$, $M_{ser,corr}$)

Poteaux	$N_{ser,max}$ (KN)	$M_{ser,corr}$ (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc,min}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
90*90	6943,05	39,58	7,69	21	7.2	115,1	250	Vérifiée
80*80	5565,76	107,03	8,47	21	6.59	100,9	250	Vérifiée
70*70	4059,06	24,97	7,52	21	6.86	112,4	250	Vérifiée
60*60	2770,51	34,71	7,40	21	5.94	109,9	250	Vérifiée

50*50	1411,16	28,80	5,93	21	3.84	87,2	250	Vérifiée
-------	---------	-------	------	----	------	------	-----	----------

5.2.5 Schéma de ferrailage :

D'où le ferrailage choisit satisfait toutes les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans la figure suivant :

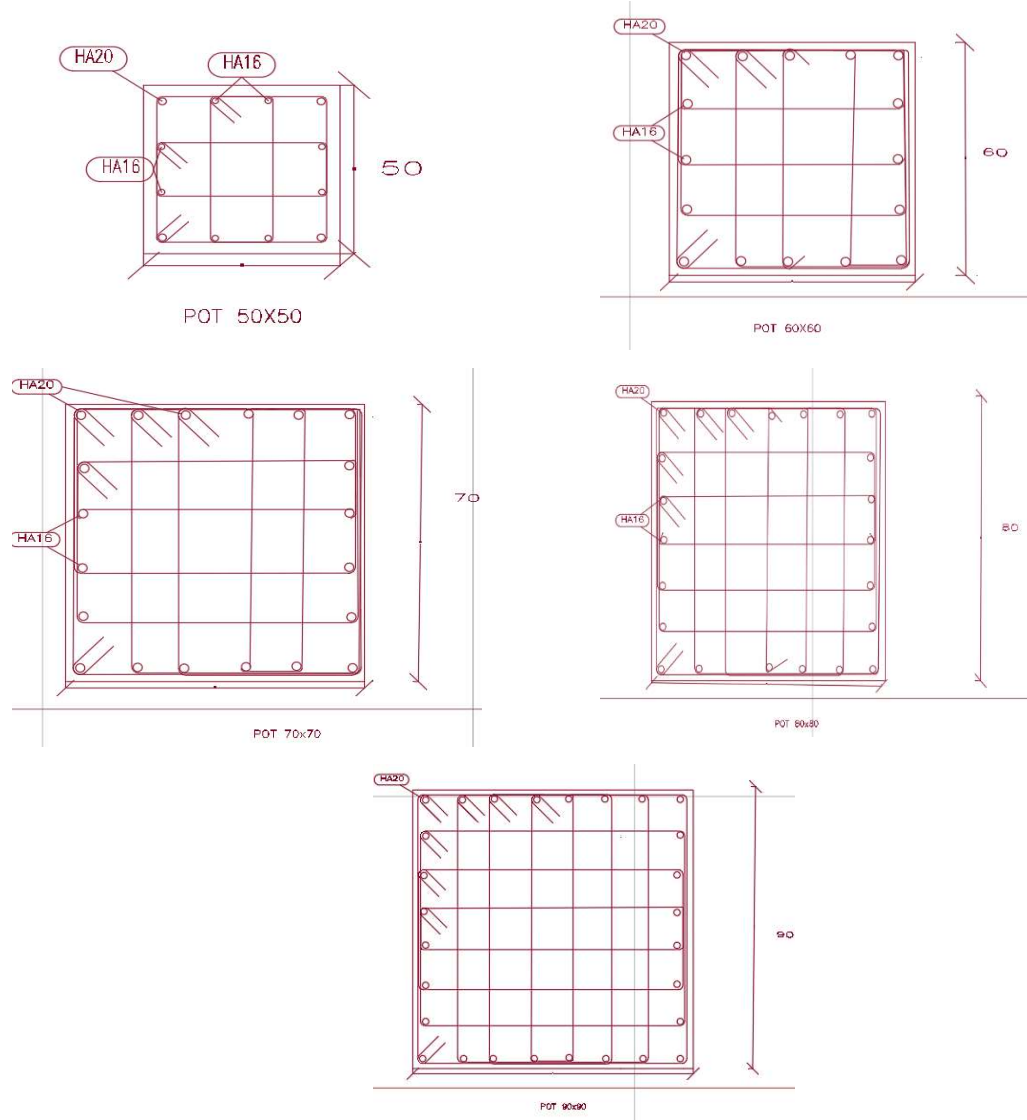


Figure 5-1 : Schéma de ferrailage des poteaux

5.3 Ferrailage des poutres :

5.3.1 Introduction :

Une poutre est soumise à un moment de flexion M dans un plan. Par conséquent, elle est ferrillée en flexion simple à l'état limite ultime ELU suivant les recommandations d'RPA 2024 puis vérifiée à l'état limite de service.

Dans notre structure on a des poutres de (30x50) cm.

Les poutres vont être ferrailleur selon l'étage :

- Poutre des sous-sols.
- Poutre pour les étages avec piscine (entre-sole et triplex 3).
- Etage restant.

5.3.2 Sollicitations de calcul :

Le calcul des poutres se fait sous l'effet du moment et l'effort tranchant.

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ETABS, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5-14 : Sollicitations de calcul pour les poutres

Poutre	M (KN.m)	ELU	ELS	ELA
Sous-sol	Appui	-137.58	-100.27	-148.26
	Travée	110.76	78.93	133.93
Étage avec piscine	Appui	-214.66	-148.79	-245.82
	Travée	222.94	154.21	219.38
Autre étage	Appui	-181.48	-131.64	-414.47
	Travée	101.91	73.99	436.01

Avec : $M > 0$ tend les fibres inférieures

$M < 0$ tend les fibres supérieures

5.3.3 Calcul de ferrailleur longitudinal :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailleur, on a utilisé le logiciel ETABS V21.0 et ROBOT expert.

5.3.3.1 Ferrailleur minimale et maximale :

Selon RPA2024 article 7.5.2 :

$$A_{min} = 0.5\%B$$

$$A_{max} = 4\%B \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%B \text{ en zone de recouvrement}$$

Le tableau suivant résume les valeurs de ferrailage maximal et minimal adoptées pour les poutres.

Tableau 5-15 : Ferrailage maximale et minimale pour les poutres

Section d'armatures	Poutre 30*50
A_{min}	7.5
A_{max} Zone courante	60
A_{max} Zone de recouvrement	90

5.3.4 Ferrailage calculé :

Le tableau suivant résume la valeur des sections d'armatures :

Tableau 5-16 : Les sections des armatures adoptées

Poutre	M (KN.m)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	Choix d'armature	A adopté
Sous-sol	Appui	0	9.7	3 * HA 14 + 3 * HA 16	10.65
	Travée	7.5	0	3 * HA 14 + 3 * HA 16	10.65
Étage avec piscine	Appui	0	14.8	3 * HA 16 + 3 * HA 20	15.46
	Travée	15.3	0	3 * HA 16 + 3 * HA 20	15.46
Autre	Appui	0	20.5	6 * HA 20 + 2 * HA 16	22.87
	Travée	21.8	0	6 * HA 20 + 2 * HA 16	22.87

Avec

- A_{s1} : Section de la nappe inférieure
- A_{s2} : Section de la nappe supérieure

5.3.5 Recouvrement des Armatures Longitudinales :

Selon l'article 7.5.2.1 de RPA2024, la longueur de recouvrement minimale est de 60ϕ

Le tableau ci-après indique les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales.

Tableau 5-17 : Recouvrement des armatures longitudinales

Barres	$L_r (cm)$
20	120
16	96

5.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-18 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poutres		M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Sous-sol	Appui	100,27	6,72	21	Vérifiée	80,3	250	Vérifiée
	Travée	78,93	5,29	21	Vérifiée	63,2	250	Vérifiée
Étage avec piscine	Appui	148,79	8,03	21	Vérifiée	98,4	250	Vérifiée
	Travée	154,21	8,32	21	Vérifiée	102	250	Vérifiée
Autre	Appui	131,64	5,57	21	Vérifiée	69,6	250	Vérifiée
	Travée	74	3,13	21	Vérifiée	39,1	250	Vérifiée

5.3.7 Vérification de la flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5.1 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa$

Avec :

- h_t : hauteur de la section
- L : la portée entre nus d'appuis.
- M_t : Moment maximum en travée.

$$M_t = KM_0$$

- K : Un coefficient réducteur $0.75 \leq K \leq 0.85$, on prend $K=0.75$
- M_0 : Moment isostatique en travée.

- A_s : section d'armateur tendue correspondante

Dans notre cas :

1ere condition : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

2eme condition : $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$

3eme condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée dans le tableau suivant :}$

Tableau 5-19 : Vérification de la 3ème condition

Position	A adopté	$\frac{A_s}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Condition
Appui	10.65	0.0079	0.0084	Vérifiée
Travée	10.65	0.0079	0.0084	Vérifiée
Appui	15.46	0.0115	0.0084	Vérifiée
Travée	15.46	0.0115	0.0084	Vérifiée
Appui	22.87	0.0169	0.0084	Vérifiée
Travée	22.87	0.0169	0.0084	Vérifiée

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire :

Flèche totale : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \bar{f}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5-20 : Vérification de la flèche

Poutre	f_{gv} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf_t (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Condition
Sous-sol	2.049	2.596	6.818	6.271	12.01	Vérifiée
Etage piscine	1.811	2.294	10.791	10.308	12.01	Vérifiée
Autres	1.537	1.947	3.574	3.164	12.01	Vérifiée

5.3.8 Calcul des armatures transversales :

5.3.8.1 Effort tranchant maximal :

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal sollicitant les poutres (tableau 5-20) :

Tableau 5-21 : Effort tranchant

	$V_u(KN)$
Poutre	285.1584

5.3.8.2 Vérification de la résistance au cisaillement :

D'après l'article BAEL91/99 Art 5.1.2.1, la résistance au cisaillement est vérifiée si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration comme étant préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.15 f_{ct}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

Tableau 5-22 : Vérification de la résistance au cisaillement

Elément	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Condition
Poutre	285.16	2.11	4	Vérifiée

5.3.8.3 Calcul de la quantité d'armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_t = (0.003) \cdot s \cdot b \quad (5.15)$$

L'espace maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$s > \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) = \min(12.5; 28.8; 17.5; 8.4) = 8.4 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de $s=10\text{cm}$.

On aura une section de : $A_t = 0.9\text{cm}^2$ qui correspond à 4 * HA 8 avec une section de 2.01cm^2 .

- En dehors de la zone critique :

$$s' \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$s' > \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(12.5\text{cm}; 19.2) = 12.5 \text{ cm}$$

On prend $s' = 15\text{cm}$

On aura une section de : $A'_t = 1.35\text{cm}^2$ qui correspond à 4 * HA 8 avec une section de 2.01cm^2 .

Avec :

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

Le ferrailage adopté répond à l'ensemble des exigences en matière de résistance et de stabilité. Les détails correspondants sont présentés dans les figures ci-après.

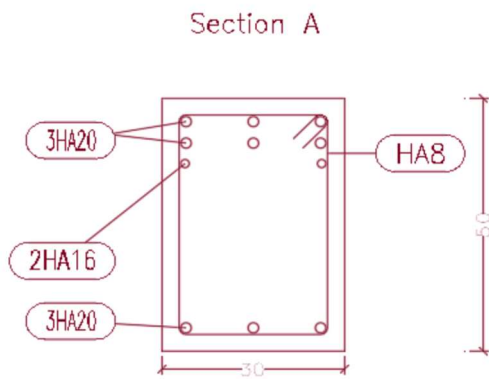


Figure 5-2 : Section en appui des poutres

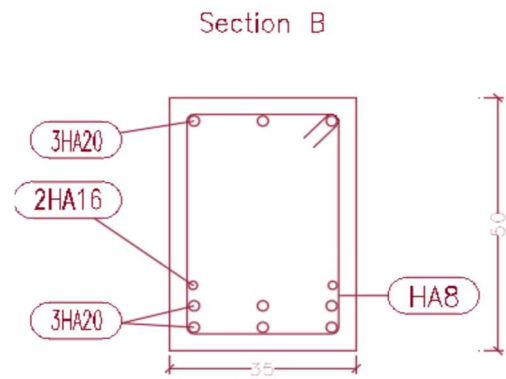


Figure 5-3 : Section en travée des poutres

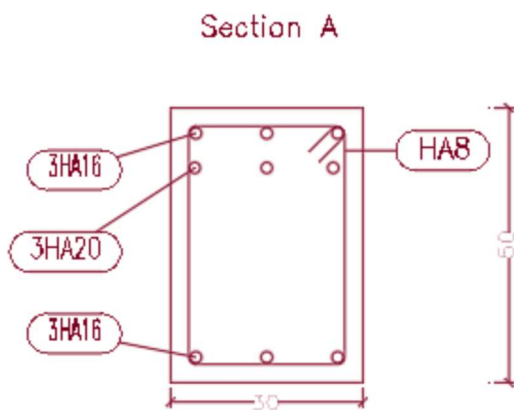


Figure 5-4 : Section en appui des poutres sous piscine

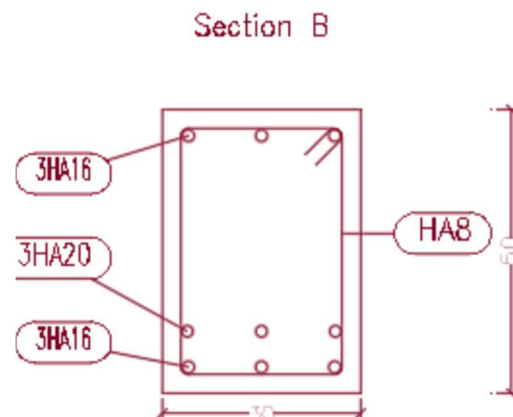


Figure 5-5 : Section en travée des poutres sous piscine

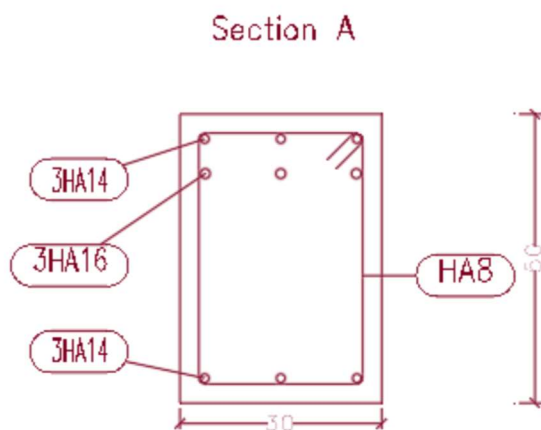


Figure 5-6 : Section en appui des poutres du sous-sol

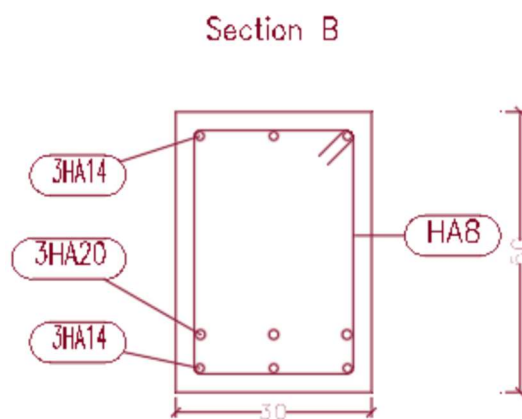


Figure 5-7 : Section en travée des poutres du sous-sol

5.4 Ferrailage des voiles :

5.4.1 Introduction :

Les voiles en béton armé sont des éléments de contreventement soumis à des actions verticales dues à la combinaison des charges permanentes G d'exploitation Q et à des actions horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

Les actions verticales provoquent des efforts normaux et des moments s'il y a une excentricité. Quant aux actions horizontales, elles engendrent des efforts de cisaillement et des moments fléchissants. Par conséquent, le ferrailage des voiles de contreventement comportera:

- Des armatures verticales pour reprendre l'effort normal et le moment fléchissant.
- Des armatures horizontales pour reprendre l'effort tranchant.

5.4.2 Étude d'un voile plein (sans ouverture) :

Notre ouvrage comporte plusieurs voiles d'une épaisseur de 35 cm, dont les longueurs sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-23 : Longueur des voiles

Voile	Longueur
V1	2
V2	3.5
V3	2
V6	5.9
V7	2
V8	2
V9	2
V11	2
V12	2

5.4.2.1 Calcul des armatures verticales :

a. Les sollicitations les plus défavorable :

Le calcul des armatures verticales des voiles sera réalisé par la méthode des contraintes (également appelée méthode de Navier) et vérifié selon RPA2024 sous les sollicitations suivantes :

- N_{max}, M_{corr}
- N_{min}, M_{corr}
- M_{max}, N_{corr}

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ETABS, elles sont résumées (cas les plus défavorables) dans le tableau suivant :

Tableau 5-24 : les sollicitations les plus défavorables

Voile	N (KN)	M (KN.m)
V1	8166.97	3342.12
V2	13934.94	12785.17
V3	6876.66	3152.40
V6	17471.64	42125.19
V7	9671.44	6330.66
V8	7274.50	4194.87
V9	10933.54	3370.89
V11	6192.15	4061.80
V12	6526.06	3679.71

b. Méthode de calcul :

La méthode des contraintes consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \quad (5.16)$$

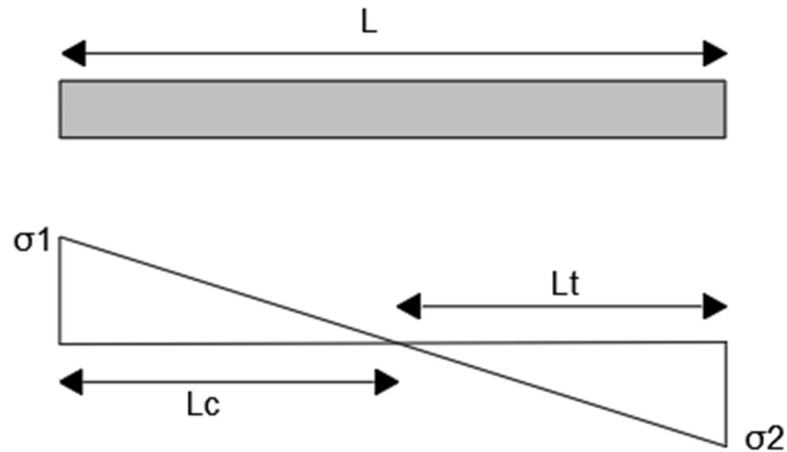


Figure 5-8 : Diagramme des contraintes

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant.

B : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- 1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e \quad (5.17)$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} \quad (5.18)$$

- 2ème cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T \quad (5.19)$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L_T \times e \quad (5.20)$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} \quad (5.21)$$

- 3ème cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue)

Dans ce cas, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

c. Ferrailage minimale :

Le ferrailage minimal est déterminé conformément au RPA 2024, selon la relation suivante (tableau 5-24) :

$$A_v > 0.2\% \text{ surface du voile}$$

Tableau 5-25 : Ferrailage minimale pour les poutres

L (m)	e (m)	0.2%surface
2	0.35	14
3.5	0.35	24.5
5.9	0.35	41.3

Espacement des barres verticales :

$$\max(25cm, 25\phi_{petite}) > s_v \quad (5.22)$$

$$\min(1.5b_w, 25cm) = 25cm \geq s_v$$

Calcul des contraintes :

Le tableau ci-dessous présente les contraintes maximales et minimales σ_1 et σ_2 calculées pour les voiles étudiés.

Tableau 5-26 : Les contraintes maximales et minimales σ_1 et σ_2

Voile	N (KN)	M (KN.m)	Longueur (m)	I (m ⁴)	B (m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)
V1	-4896,24	1517,56	2	0,23	0,70	-490,82	-13498,43
V2	-6063,09	4447,61	3,5	1,25	1,23	1274,60	-11173,52
V3	1024,86	3487,49	2	0,23	0,70	16410,45	-13482,28
V6	2663,12	45750,41	5,9	5,99	2,07	23820,32	-21241,028
V7	1409,37	6330,66	2	0,23	0,70	29144,77	-25118,00
V8	-532,82	4287,73	2	0,23	0,70	17614,82	-19137,16
V9	-4871,16	1120,29	2	0,23	0,70	-2157,54	-11760,053
V11	1741,52	4061,80	2	0,23	0,70	19895,59	-14919,83
V12	2008,62	3957,08	2	0,23	0,70	19828,38	-14089,47

Choix des armatures :

Le tableau suivant regroupe le choix des armatures verticales pour l'ensemble des voiles de la structure (Tableau 5-26).

Pour les voiles de 2 m de longueur, un ferrailage unique a été retenu, basé sur le cas le plus défavorable parmi eux. Cette décision a été motivée par des raisons pratiques, notamment la simplification de l'exécution sur chantier et la réduction du risque d'erreurs lors de la pose des armatures.

En effet, multiplier les variantes de ferrailage pour des voiles de dimensions identiques pourrait conduire à des confusions ou des non-conformités. Le choix d'une armature commune garantit ainsi la cohérence, la sécurité et la facilité d'exécution.

Tableau 5-27 : Les sections des armatures adoptées

Voile	L_t (m)	F (KN)	A_v (cm ²)	Choix des armatures		$A_{vadoptée}$ (cm ²)
				Zone nodale	Zone courante	
V1	2	4896.23	97.92	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V2	3.14	6143.02	122.86	24HA20 esp 10	30HA16 esp 15	135.72
V3	0.902	2128.28	42.56	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V6	2.781	10338.01	206.76	32HA20 esp 10	58HA16 esp 15	217.15
V7	0.925	4069.45	81.38	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V8	1.041	3487.72	69.75	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V9	2	4871.15	97.42	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V11	0.857	2237.81	44.75	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96
V12	0.830	2048.46	40.96	16HA20 esp 10	20HA20 esp 15	109.96

5.4.2.2 Armatures horizontales :

Espacement des barres horizontales :

$$s_h \leq \min(1.5b_w, 25cm) = 25cm \quad (5.23)$$

Choix des armatures horizontaux :

Conformément aux dispositions du RPA 2024, le ferrailage minimal en armatures horizontales doit être vérifié selon les relations réglementaires ci-dessous.

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (5.24)$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

$$A_h > 0.2\% \text{ surface du voile}$$

Concernant les armatures horizontales, une disposition de barres HA12 espacées de 15 cm est jugée largement suffisante pour assurer le maintien des barres verticales, le confinement du béton et le respect des exigences de ferrailage transversal minimal.

5.4.2.3 Schéma de ferrailage :

Les figures suivantes présentent le schéma de ferrailage des voiles de longueurs 5,9 m, 3,5 m, et 2 m, illustrant la disposition et les sections des armatures adoptées conformément aux exigences du dimensionnement.

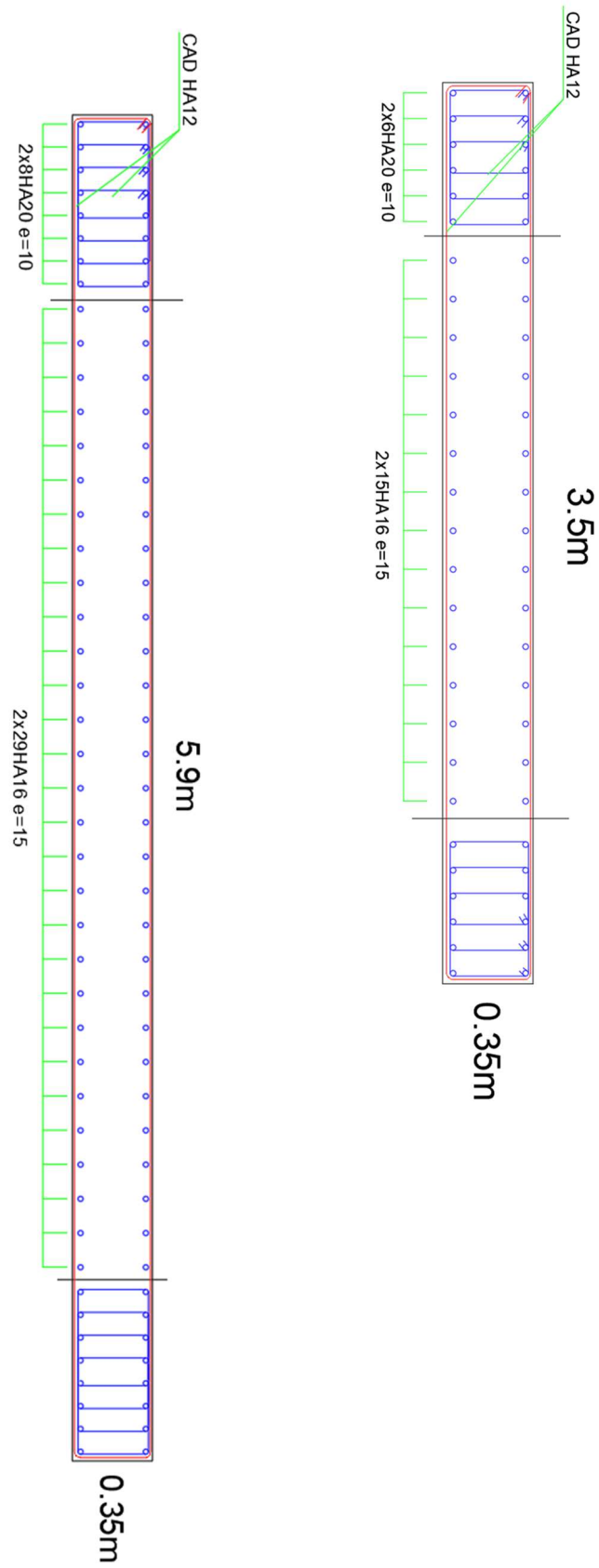


Figure 5-9 : Schéma de ferrailage des voiles de longueur 5.9m et 3.5m

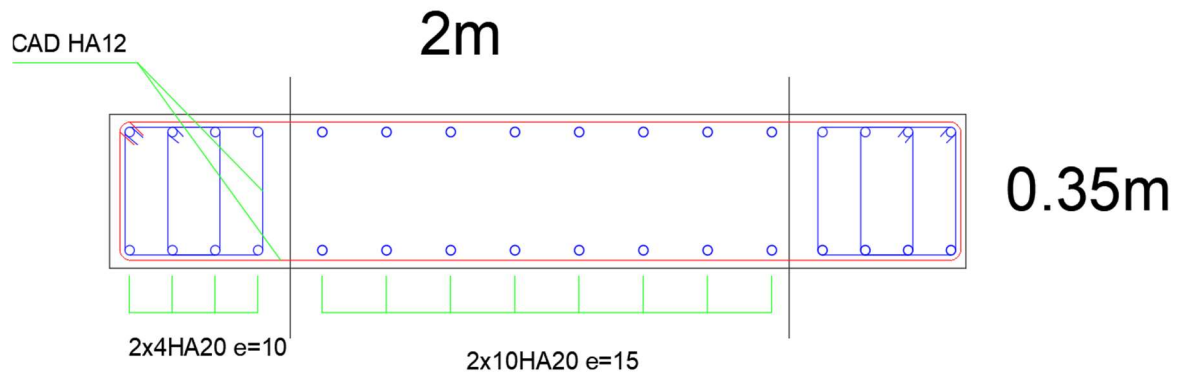


Figure 5-10 : Schéma de ferrailage des voiles de longueur 2m

5.4.3 Étude des voiles avec une file d'ouvertures par méthode d'Albiger et Goulet :

5.4.3.1 Introduction :

Les voiles de notre ouvrage présentent une seule file d'ouvertures. Ils sont soumis à l'action des charges gravitaires et des charges sismiques. L'action sismique est supposée linéairement répartie suivant la hauteur de l'ouvrage.

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastées dans les trumeaux.

L'étude est faite pour le voile le plus sollicité. La section horizontale du voile est effectuée au niveau d'une ouverture. Elle est représentée par la figure suivante :

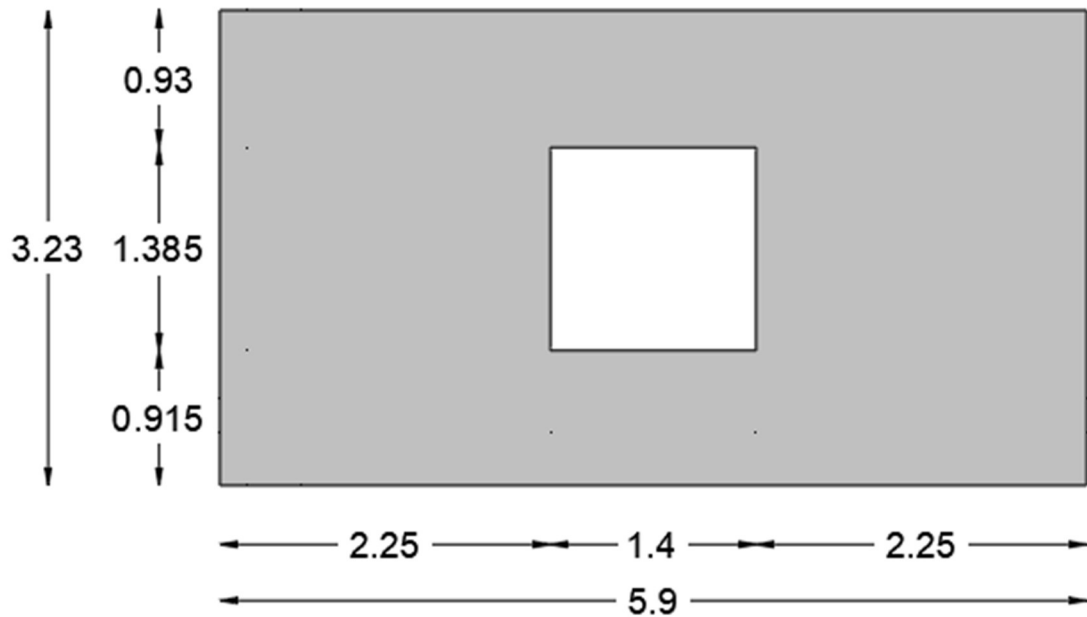


Figure 5-11 : Un voile avec une file d'ouvertures

5.4.3.2 Détermination du degré de monolithisme :

Le développement de la méthode d'Albige et Goulet fait apparaître un paramètre " α " permettant de déterminer le degré de monolithisme d'un voile donné, pour :

- $\alpha < 1$: Voile avec ouvertures de grande dimension.
- $\alpha > 10$: Voile avec ouvertures de faible dimension.
- $1 < \alpha < 10$: Refend avec ouvertures de moyenne dimension.

Le degré de monolithisme du voile avec une file d'ouverture vaut :

$$\alpha = H\omega$$

Avec :

- ω : un coefficient de réduction

$$\omega^2 = \frac{3i}{a^3} \times \frac{c}{2.I_1} \times \frac{I}{mh}$$

- H : hauteur
- i : moment d'inertie du linteau

$$i = \frac{bh^3}{12} = 0.35 \times \frac{0.93^3}{12} = 23.46 \times 10^{-3} m^4$$

- I_1 : moment d'inertie du trumeau (les deux trumeaux sont identique).

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = 0.35 \times \frac{2.25^3}{12} = 0.332 \text{ m}^4$$

- m : moment statique du linteau par rapport à G :

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega} + \frac{1}{\Omega}} = c \quad (5.25)$$

- Ω : section du trumeau

$$\Omega = 0.788$$

- $2c$: le distance entre le centre de gravité des deux trumeaux :

$$2c = 3.5m \Rightarrow c = 1.75m$$

$$m = 1.75m^3$$

- I : moment d'inertie total du voile avec ouverture par rapport à G :

$$I = 2 \times I_1 + 2mc = 6.8m^4$$

$$\delta = \min(0.35 \times h_e; 40cm) = 40cm$$

$$2a = l_0 + 2\delta \Rightarrow a = 2.2m$$

- h_e : hauteur d'étage.
- l_0 : longueur de l'ouverture.

On obtient :

$$\omega = 0.144$$

$$\alpha = \omega \times H = 0.144 \times 49 = 7.056$$

Le voile à une ouverture moyenne car : $1 < \alpha < 10$.

5.4.3.3 Calcul des sollicitations du linteau :

Ils seront ferrailés pour reprendre les sollicitations suivantes (figure 5-3) :

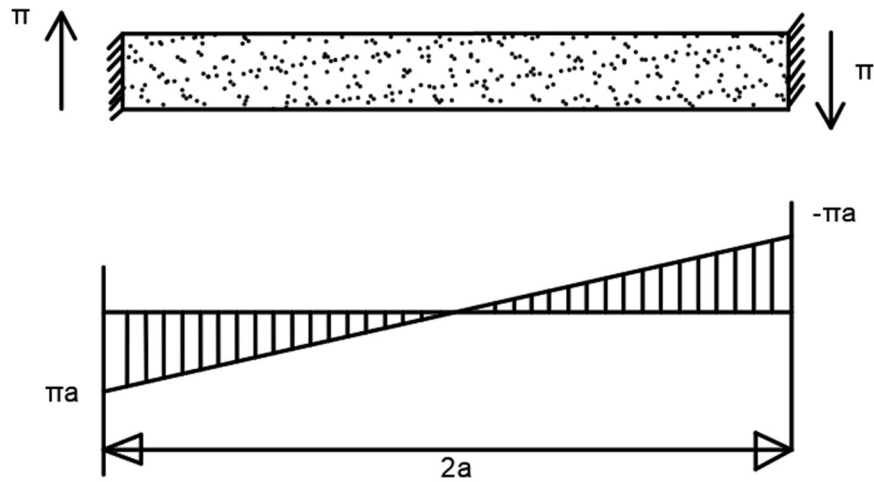


Figure 5-12 : Sollicitations du calcul

Effort tranchant :

$$\pi = \frac{T_0 \times m}{I} \times h_e$$

T_0 : Effort tranchant à la base du voile considérée (déterminé à l'aide du logiciel ETABS)

$$T_0 = 5540.49 \text{ KN}$$

$$\pi = 4605.53 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = \pm \pi a$$

$$M = 3223.87 \text{ KN.m}$$

5.4.3.4 Limite de cisaillement :

Contraintes limites de cisaillement des linteaux selon l'article 7.7.2 du RPA2024 :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad (5.26)$$

$$\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul} = 1140.18 \text{ KN}$$

$$0.2 f_{c2} = 7 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée car :

$$\tau_b = 0.389 < 7 \text{ MPa}$$

Avec :

- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

5.4.3.5 Ferrailages des linteaux :

Pour le ferrailage des linteaux, deux cas de calcul sont envisagés selon la comparaison entre la contrainte d'adhérence τ_b et la valeur $0,06 f_{c2}$.

Dans notre cas $\tau_b = 0.389 MPa \leq 2.1 MPa = 0.06 f_{c28}$.

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et V.

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- a. Armatures longitudinales :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par Eqn. (7.12) du RPA2024 :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad (5.27)$$

Avec :

$$z = h - 2d' \quad (5.28)$$

Et :

$$A_l \geq 0.0015bh \quad (5.29)$$

Où :

- h : hauteur totale de la section du linteau
- d' : distance d'enrobage
- M : moment dû à l'effort tranchant $\bar{V}$

Le ferrailage des armatures longitudinal est résumer dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 5-28 : ferrailage des armatures longitudinales inférieures

$A_{l,min}$ (cm^2)	$A_{l,calculé}$ (cm^2)	Armature	$A_{l,adopté}$ (cm^2)
4.88	23.06	8 HA20	25.13

Tableau 5-29 : ferrailage des armatures longitudinales supérieures

$A_{l,min}$ (cm^2)	Armature	$A_{l,adopté}$ (cm^2)
4.88	8 HA20	25.13

Aciers en partie courante :

La section minimale d'armature longitudinale est donnée par :

$$A_c \geq 0.002 \times bh = 6.3cm^2$$

$$4HA16 \quad A_{c,adopté} = 8.04cm^2$$

b. Armatures transversales :

Dans cette partie, deux types de calculs sont à envisager en fonction de la valeur de λ_g par rapport à 1. Dans notre cas, $\lambda_g = 1,5 > 1$, il convient donc de procéder à la vérification suivante :

$$s \cdot \frac{\bar{V}}{f_e \cdot z} \leq A_t$$

On a aussi une autre condition qui est :

$$A_t \geq 0.0015b \cdot s$$

L'aire minimum d'armatures requise est de $A_{t,min} = 4.07cm^2$. Nous retenons une disposition de 4 barres HA12, espacées de $s = 15$ cm, ce qui correspond à une aire d'armature adoptée $A_{t,adopté} = 4.52cm^2$.

c. Schéma de ferrailage :

La figure ci-dessous présente le schéma de ferrailage des linteaux :

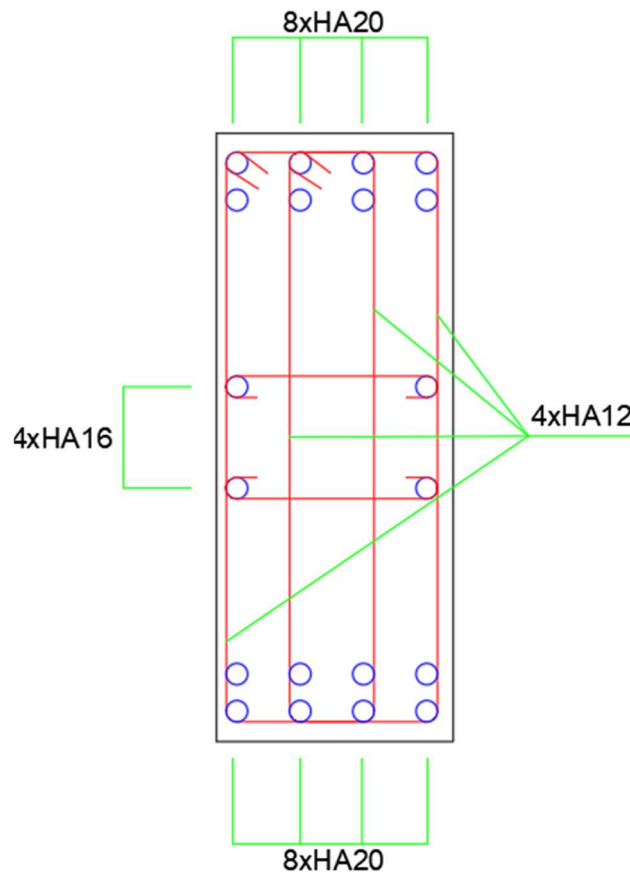


Figure 5-13 : schéma de ferrailage des linteaux

5.4.3.6 Ferrailages des trumeaux :

Pour le ferrailage des trumeaux, les efforts déterminés conduisent à une section minimale d'armatures verticales A_v de $115,54 \text{ cm}^2$.

Afin de satisfaire cette exigence tout en facilitant la mise en œuvre, le ferrailage retenu est le suivant :

- 16 barres HA20 espacées de 10 cm dans la zone nodale,
- 20 barres HA20 espacées de 15 cm dans la zone courante.

Cette disposition permet d'obtenir une section d'armatures verticale totale de $119,38 \text{ cm}^2$, soit supérieure à la valeur minimale requise, garantissant ainsi la conformité aux exigences du RPA 2024.

Concernant les armatures horizontales, une disposition de barres HA12 espacées de 15 cm est jugée largement suffisante pour assurer le maintien des barres verticales, le confinement du béton et le respect des exigences de ferrailage transversal minimal.

- Schéma de ferrailage :

La figure ci-dessous illustre le ferrailage proposé pour les trumeaux.

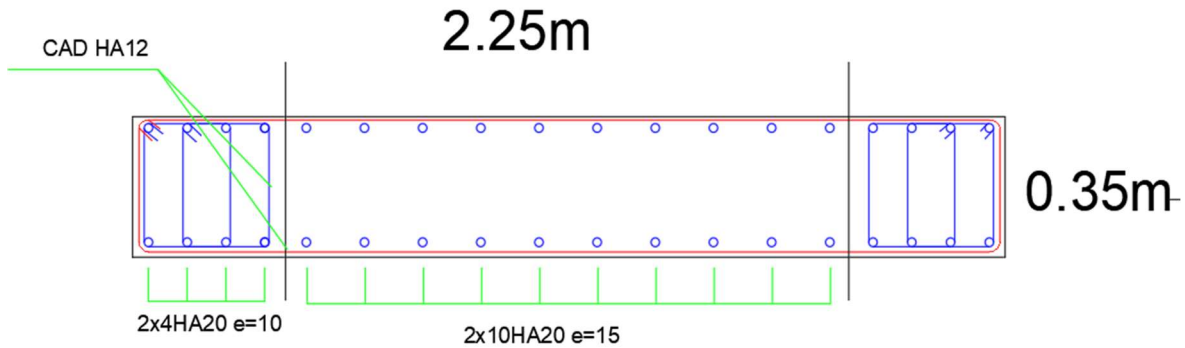


Figure 5-14 : ferrailage des trumeaux

5.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des principaux éléments structuraux du bâtiment, à savoir les poteaux, les voiles et les poutres. Chaque élément a été dimensionné conformément aux exigences réglementaires en vigueur, notamment celles du RPA 2024, en veillant à respecter les conditions de résistance, de stabilité et de ductilité.

Les vérifications nécessaires ont été menées, notamment en termes de contraintes, de ferrailage minimal et maximal, ainsi que des longueurs de recouvrement. Des schémas des sections types ont été présentés afin d'illustrer les dispositions constructives retenues.

Ce travail a permis d'assurer la sécurité et la fiabilité des éléments porteurs, en tenant compte à la fois des sollicitations sismiques et des règles de conception du béton armé. Il constitue une base solide pour l'étape suivante, dédiée à l'intégration de ces éléments dans la modélisation globale de la structure.

Chapitre 6 :

Étude de l'infrastructure

6.1 Introduction :

L'infrastructure d'un ouvrage désigne l'ensemble des éléments situés sous le niveau du terrain naturel, dont la mission principale est de transmettre les charges de la superstructure au sol en assurant la stabilité de l'ensemble du bâtiment. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature et la portance du sol, les charges transmises, la profondeur du bon sol, les contraintes économiques, ainsi que les conditions environnementales.

On distingue généralement deux grandes familles de fondations :

- Les fondations superficielles, comme les semelles isolées, filantes ou les radiers, utilisées lorsque le sol porteur se situe à faible profondeur ;
- Les fondations profondes, telles que les puits ou les pieux, nécessaires lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur ou que les charges sont importantes.

Ce chapitre présente l'étude et la justification du système de fondation retenu pour le projet, en s'appuyant sur les données géotechniques du site et les exigences réglementaires, afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Le dimensionnement et le ferrailage des fondations sont réalisés conformément au RPA 2024, en utilisant les deux combinaisons de charges suivantes :

$$\begin{cases} G + 0.2Q \pm 1.4E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4E_y \end{cases} \quad (6.1)$$

6.2 Choix de type des fondations :

Dans le cas des structures lourdes et de grande hauteur composée de plusieurs blocs séparés par un joint sismique, il est important de concevoir un système de fondation assurant la stabilité de chaque bloc de manière indépendante. Ainsi, chaque bloc repose sur un radier

général propre, permettant une répartition uniforme des charges et une bonne adaptation aux contraintes du sol, sans liaison structurelle entre les blocs au niveau des fondations.

6.3 Étude du radier général :

Le radier est une fondation superficielle constituée d'une dalle en béton armé couvrant toute la surface de l'ouvrage. Il permet de répartir uniformément les charges de la structure sur le sol, ce qui le rend particulièrement adapté aux terrains de faible portance ou aux constructions lourdes nécessitant une grande stabilité.

6.3.1 Prédimensionnement du radier :

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire : L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} < h_r < \frac{L_{max}}{5} \quad (6.2)$$

$L_{max} = 7.01m$ C'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $87.63 \text{ cm} < h_r < 140.2 \text{ cm}$

- Condition de la rigidité :

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique (hauteur de libage)
- E : Module de déformation longitudinale différée
 $E = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.95 MPa$
- K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne $K = 20000 KN/m^3$
- b : Largeur du radier, les calculs sont faits pour une bande de 1 mètre.
- I : Inertie de la section transversale du radier

$$I = \frac{bh_r^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 125.3 \text{ cm}$$

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, la valeur de l'épaisseur du radier à adopter est $h = 140 \text{ cm}$.

6.3.2 Détermination de la surface de radier :

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad (6.3)$$

- N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS ; $N_{ser} = 236267.25 \text{ KN}$
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{sol} = 3 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2$

D'où $S_{rad} \geq 787.55 \text{ m}^2$

La surface requise pour le radier étant inférieure à celle du bloc, il a été décidé d'adopter une surface de radier égale à la surface totale du bloc.

Tableau 6-1: Données générales

N_u (KN)	N_s (KN)	f_{c28} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	S_{radier} (m ²)	L_{max} (m)
325282.65	236267.25	35	0.6	915.16	7.01

6.3.3 Vérifications nécessaires du radier :

6.3.3.1 Condition de non-poinçonnement :

D'après CBA93 (article A.5.2.4), afin de s'assurer de la résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045\mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} \quad (6.4)$$

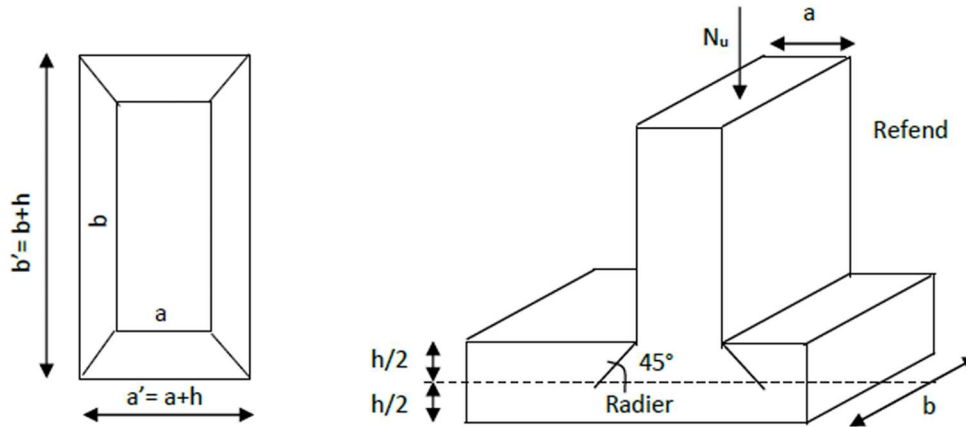


Figure 6-1 : Condition de non-poinçonnement

- N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile ;
- h : Hauteur totale du radier ;
- μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$\mu_c = 2[(a + h) + (b + h)] \quad (6.5)$$
- a : Épaisseur du voile ou du poteau ;
- b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

Vérification sous voile de contreventement :

Tableau 6-2 : Vérification de condition de non-poinçonnement

Voile	N (KN)	b (m)	a (m)	f_{c28} (Mpa)	H	μ_c	N_{lim} (KN)	Observation
V1	8166.97	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V3	6876.66	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V7	9671.44	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V8	7274.5	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V9	10933.5	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V11	6192.15	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V12	6526.06	0.35	2	35	1.5	10.7	16852.5	Vérifié
V6	17471.6	0.35	5.9	35	1.5	18.5	29137.5	Vérifié
V2	13934.94	0.35	3.5	35	1.5	13.7	21577.5	Vérifié

6.3.3.2 Vérification des contraintes de sol sous radier :

Dans le cadre de cette étude, la vérification des contraintes au sol sous le radier a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, en utilisant la commande "Soil Pressure". Cette fonctionnalité permet de visualiser la cartographie des pressions exercées sur le sol par la fondation, en tenant compte de l'interaction sol-structure. Une raideur de sol de $K = 20000 \text{ kN/m}^3$ a été adoptée selon le rapport du sol. Les contraintes ont été analysées pour les différentes combinaisons d'actions définies par les normes en vigueur, à savoir les états limites ultimes (ELU), états limites de service (ELS) et les combinaisons accidentelles.

L'ensemble des résultats obtenus montre que les contraintes de contact au sol restent inférieures à la contrainte admissible.

Plan View - Base - Z = 0 (m) Soil Pressures (ELS) [kN/m²]

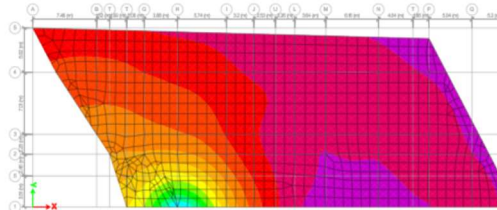


Figure 6-2: Répartition des contraintes dans le sol – ELS

Plan View - Base - Z = 0 (m) Soil Pressures (ELU) [kN/m²]

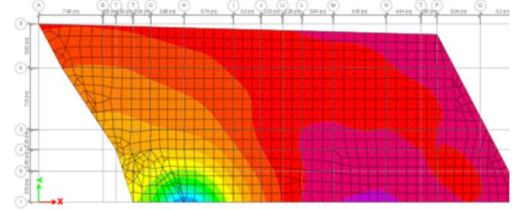


Figure 6-3: Répartition des contraintes dans le sol – ELU

Plan View - Base - Z = 0 (m) Soil Pressures (G+0.2Q+1.4Ex) Abs Max [kN/m²]

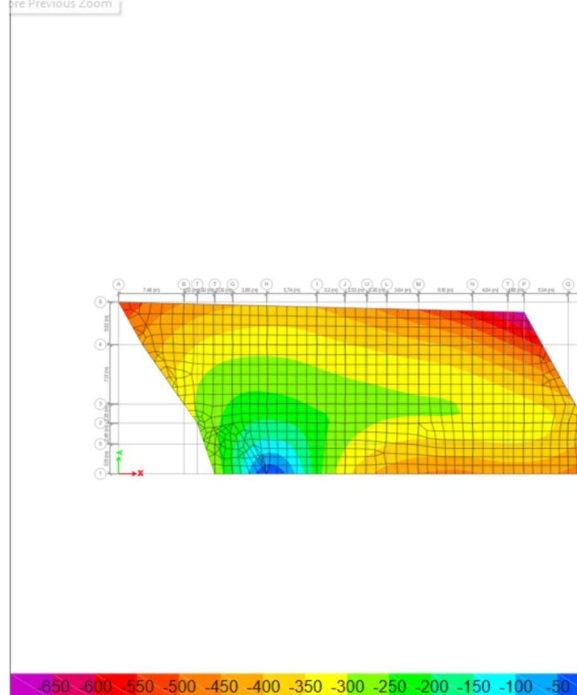


Figure 6-4: Répartition des contraintes dans le sol – ELA

Plan View - Base - Z = 0 (m) Soil Pressures (G+0.2Q+1.4Ey) Abs Max [kN/m²]

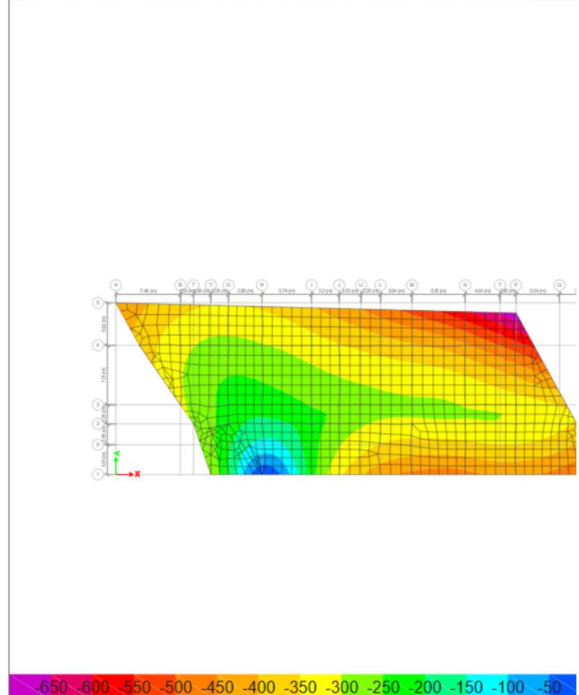


Figure 6-5 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA

6.3.3.3 Vérification de la stabilité de radier au renversement :

Sous l'action des charges horizontales, notamment les forces sismiques, un moment de renversement se développe, rendant nécessaire la vérification de la stabilité au renversement de l'ouvrage. Cette vérification s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} < 1.5 \quad (6.6)$$

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids du bâtiment, ainsi que le poids du radier et du remblai.

Avec ;

$$M_{sta,x} = W * b_x$$

$$M_{sta,y} = W * b_y$$

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule.

$$M_{ren} = M_0 + V * h$$

Avec ;

- M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculé dans le chapitre IV
- V : L'effort tranchant à la base de la structure
- h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas $h = 15.47$ m

Tableau 6-3 : Vérification vis-à-vis du renversement

Sens	M_{sta} (KN.m)	M_{ren} (KN.m)	$\frac{M_{sta}}{M_{ren}}$	Résultat
Sens x	5762565.72	608322.43	9.47	Vérifié
Sens y	2090322.61	636928.42	3.28	Vérifié

6.3.3.4 Justification vis-à-vis la contrainte de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.63 \text{ MPa}$

V_u : L'effort tranchant de calcul vis-à-vis l'ELU :

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u * 1}{S_{rad}} = 355.4 \text{ KN/ml}$$

Donc : $V_u = 1245.68 \text{ KN}$

D'où : $\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

6.3.3.5 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S \quad (6.7)$$

Avec :

- W: Poids total du bâtiment à la base du radier.
- F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.4
- γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3
- Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à 15.47m.
- S : surface de radier = 915.16 m^2

D'où : $W = 202550.64 \text{ KN} > 1.4 \times 10 \times 15.47 \times 915.16 = 198205.35 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

6.3.4 Ferrailage du radier généralisé :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de la structure et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids du radier.

Une analyse élastique permet de déterminer précisément les moments appliqués sur l'ensemble du radier.

Il est nécessaire de procéder à plusieurs hypothèses simplificatrices :

- Le sol est considéré comme un matériau élastique et linéaire.
- Le radier repose sur un sol uniforme et homogène.

Le radier est modélisé par un élément slab d'épaisseurs de 150 cm sur un appui élastique surfacique, dont les efforts sont repris perpendiculaires à son plan.

Notre calcul sera fait pour une pende de 1.00 m de largeur (tableau6-4).

Tableau 6-4 : Choix des armatures

Poutres	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_s (cm ²)		$A_{sa} \text{ choix}$	
			Appui	Travée	Appui	Travée
100x150cm ²	1990	2235	31.5	28	10HA16+4HA20	14HA16

6.3.5 Vérification des contraintes :

La figure suivante présente les résultats de la vérification des contraintes.

Tableau 6-5 : Vérification des contraintes

Position	M_{ser}	Combinaison	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Résultat
Travée	948.75	ELS	4.73	21	Vérifiée
Appuis	738	ELS	3.43	21	Vérifiée

6.4 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est une étape clé du calcul structurel. Les fondations, de type radier généralisé, assurent la stabilité de l'ouvrage en transmettant les charges au sol. Ce choix s'est révélé le plus adapté et économique.

Chapitre 7 :

Étude estimative, quantitatif et planification du projet

7.1 Introduction :

L'étude estimative, quantitatif et la planification représentent des étapes essentielles dans la gestion technique et financière de tout projet de construction. Elles permettent d'évaluer avec précision les quantités de matériaux nécessaires, de déterminer le coût global du gros œuvre, et d'organiser l'exécution des travaux dans le temps de manière efficace.

Dans ce chapitre, nous allons tout d'abord établir les prix unitaires des principaux éléments structuraux en nous basant sur des données fiables du marché. Ensuite, nous présenterons un tableau récapitulatif des volumes et des coûts associés, afin d'obtenir une estimation globale du projet. Enfin, une planification simplifiée des travaux sera proposée, visant à assurer une bonne coordination entre les différentes phases d'exécution tout en respectant les délais et les ressources disponibles.

7.2 Prix unitaires des éléments structuraux :

7.2.1 Poteaux :

Le présent tableau présente un exemple de prix unitaire (m^3) pour un poteau en béton armé $30 \times 30 \text{ cm}^2$, coulé manuellement sur chantier avec béton B30 et acier Fe E 500 ($120 \text{ kg}/m^3$). Le prix inclut coffrage métallique, accessoires et travaux de ferrailage sur site.

Tableau 7-1 : Coût estimatif des composants d'un poteau en béton armé

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Séparateur plastique homologué pour armatures de poteaux	12	U	10,42	125,04
Barres en acier HA Fe E 500, divers diamètres	126	Kg	117,14	14.759,64
Fil de fer galvanisé, Ø 1,30 mm	0,84	Kg	172,82	145,17
Tôle métallique pour coffrage poteaux béton	0,32	m ²	5.530,22	1.769,67
Étais métalliques télescopiques (jusqu'à 3 m)	0,099	U	1.658,13	164,15
Profilé chanfrein PVC, L = 2,5 m	17,8	U	63,37	1.127,99
Agent démoulant émulsionnable à base d'huiles	0,4	l	207,87	83,15
Eau	0,189	m ³	172,82	32,66
Sable criblé	0,402	m ³	2.509,00	1.008,62
Granulats 15/25 mm	0,755	m ³	2.679,39	2.022,94
Ciment gris en sacs	483	Kg	12,56	6.066,48
Bétonnière 160 L	0,69	h	313,11	216,05
Compagnon coffreur	6,397	h	761,16	4.869,14
Ouvrier coffreur	7,311	h	568,63	4.157,25
Compagnon ferrailleur	1,161	h	761,16	883,71
Ouvrier ferrailleur	1,290	h	568,63	733,53
Ouvrier d'exécution construction 01	1,411	h	526,74	743,23
Ouvrier d'exécution construction 02	1,478	h	535,48	791,44
Compagnon bétonneur	0,484	h	761,16	368,40
Compagnon bétonneur	1,949	h	568,63	1.108,26
Frais de chantier des unités d'ouvrage	2	%	41.176,52	823,53
Montant total : 42.000,05 Da				

7.2.2 Les voiles :

Le présent tableau présente un exemple de prix unitaire (m²) pour un mur en béton armé de 30 cm d'épaisseur et jusqu'à 3 m de hauteur, coulé manuellement avec béton B30 et acier Fe E 500 (50 kg/m³).

Le prix inclut le coffrage métallique, accessoires, ferrailage et mise en place sur site.

Tableau 7-2 : Coût estimatif des composants d'un voile en béton armé

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Panneaux métalliques modulaires, h=3m	0,044	m ²	23.042,62	1.013,88
Structure support de système de coffrage vertical	0,044	U	31.683,61	1.394,08
Agent démoulant émulsionnable à base d'huiles	0,2	l	207,87	41,57
Espaceurs de coffrage PVC (passage des tiges de coffrage)	2,667	U	155,54	414,83
Séparateur homologué pour murs	8	U	7,87	62,96
Barres en acier HA Fe E 500, divers diamètres	51,00	Kg	117,14	5.974,14
Fil de fer galvanisé, Ø 1,30 mm	0,65	Kg	172,82	112,33
Eau	0,189	m ³	172,82	32,66
Sable criblé	0,402	m ³	2509,00	1.008,62
Granulats 15/25 mm	0,755	m ³	2679,39	2.022,94
Ciment gris en sacs	483	Kg	12,56	6.066,48
Bétonnière 160 L	0,69	h	313,11	216,05
Compagnon coffreur	2,218	h	761,16	1.688,25
Ouvrier coffreur	2,419	h	568,63	1,375,52
Compagnon ferrailleur	0,591	h	761,16	449,85
Ouvrier ferrailleur	0,753	h	568,63	428,18
Ouvrier d'exécution construction 01	1,411	h	526,74	743,23
Ouvrier d'exécution construction 02	1,478	h	535,48	791,44
Compagnon bétonneur	0,336	h	761,16	255,75
Compagnon bétonneur	1,344	h	568,63	764,24
Frais de chantier des unités d'ouvrage	2	%	24.857,00	497,14
Montant total : 25.354,14 Da				

7.2.3 Les poutres :

Le présent tableau présente un exemple de prix unitaire (m³) pour une poutre en retombée de 40x60 cm en béton armé B30, coulée manuellement sur chantier avec acier Fe E 500 (150 kg/m³).

Le prix inclut le coffrage bois/métal, les accessoires, ainsi que le ferrailage et la mise en place sur site.

Tableau 7-3 : Coût estimatif des composants d'une poutre en béton armé

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Panneau en bois traité, e=22 mm	0,192	m ²	5.242,20	1.006,50
Structure support en poutrelles métalliques et accessoires	0,032	m ²	11.751,74	376,06
Étais métalliques télescopiques (jusqu'à 3 m)	0,111	U	1.658,13	184,05
Bois de pin	0,013	m ³	40.958,26	532,46
Pointes d'acier de 20x100 mm ²	0,167	Kg	1008,12	168,36
Agent démoulant émulsionnable à base d'huiles	0,125	l	207,87	25,98
Séparateur homologué pour les poutres	4,000	U	11,03	44,12
Barres en acier HA Fe E 500, divers diamètres	157,500	Kg	117,14	18.449,55
Fil de fer galvanisé, Ø 1,30 mm	1,65	Kg	172,82	285,15
Eau	0,189	m ³	172,82	32,66
Sable criblé	0,402	m ³	2.509,00	1.008,62
Granulats 15/25 mm	0,755	m ³	2.679,39	2.022,94
Ciment gris en sacs	483	Kg	12,56	6.066,48
Bétonnière 160 L	0,69	h	313,11	216,05
Compagnon coffreur	2,8	h	761,16	2.131,25
Ouvrier coffreur	2,8	h	568,63	1.592,16
Compagnon ferrailleur	1,935	h	761,16	1.472,84
Ouvrier ferrailleur	2,097	h	568,63	1.192,42
Ouvrier d'exécution construction 01	1,411	h	526,74	743,23
Ouvrier d'exécution construction 02	1,478	h	535,48	791,44
Compagnon bétonneur	0,457	h	761,16	347,85
Compagnon bétonneur	1,841	h	568,63	1.046,85
Frais de chantier des unités d'ouvrage	2	%	39.737,02	794,74
Montant total :				40.531,76 Da

7.2.4 Planchers :

Le présent tableau présente un exemple de prix unitaire (m²) pour une dalle pleine en béton armé de 24 cm d'épaisseur, coulée manuellement avec béton B30 et acier Fe E 500 (21 kg/m²), sur une hauteur sous plafond allant jusqu'à 3 m.

Le prix inclut le coffrage bois/métal, les accessoires, nervures, chaînages, traitement de surface, ferrailage et pose sur site.

Tableau 7-4 : Coût estimatif des composants d'un plancher en béton armé

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Panneau en bois traité, e=22 mm	0,044	m ²	5.242,20	230,66
Structure support en poutrelles métalliques et accessoires	0,007	m ²	11.751,74	82,26
Étais métalliques télescopiques (jusqu'à 3 m)	0,027	U	1.658,13	44,77
Bois de pin	0,003	m ³	40.958,26	122,87
Pointes d'acier de 20x100 mm ²	0,040	Kg	1.008,12	40,32
Agent démoulant émulsionnable à base d'huiles	0,030	l	207,87	6,24
Séparateur homologué pour les dalles pleines	3,000	U	11,03	33,09
Barres en acier HA Fe E 500, divers diamètres	22,05	Kg	117,14	2582,94
Fil de fer galvanisé, Ø 1,30 mm	0,294	Kg	172,82	50,81
Eau	0,045	m ³	172,82	7,78
Sable criblé	0,097	m ³	2.509,00	243,37
Granulats 15/25 mm	0,181	m ³	2.679,39	484,97
Ciment gris en sacs	115,92	Kg	12,56	1455,96
Agent filmogène, pour le séchage des bétons	0,15	l	179,93	26,99
Bétonnière 160 L	0,166	h	313,11	51,98
Compagnon coffreur	0,682	h	761,16	519,11
Ouvrier coffreur	0,682	h	568,63	387,81
Compagnon ferrailleur	0,401	h	761,16	305,23
Ouvrier ferrailleur	0,372	h	568,63	211,53
Ouvrier d'exécution construction 01	0,344	h	526,74	181,20
Ouvrier d'exécution construction 02	0,360	h	535,48	192,77
Compagnon bétonneur	0,072	h	761,16	54,80
Compagnon bétonneur	0,295	h	568,63	167,75
Frais de chantier des unités d'ouvrage	2	%	39.737,02	149,70
Montant total : 7.634,91 Da				

7.3 Tableau récapitulatif des quantités et coût global :

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif des quantités des principaux éléments structuraux du projet ainsi que leur coût global.

Il est établi à partir des prix unitaires définis et des quantités issues des plans d'exécution.

Tableau 7-5 : Tableau récapitulatif des quantités et coût global

	Quantité	Unité	Coût	Montant	Montant entre-tien
Les voiles	1	m ³	32.409.874,69	32.409.874,69	936.442,59
Montage et démontage de cof-frage	7.524,46	m ²	1.102,59	8.296.394,35	/
Voile en béton armé e=35 cm	625,48	m ³	23.395,80	14.633.604,98	568.292,36
Voile en béton armé e=25 cm	395,10	m ³	23.993,61	9.479.875,31	368.150,23
Les poteaux et les poutres	1	m ³	70.831.765,03	70.831.765,03	3.236.966,12
Montage et démontage de cof-frage poteaux	6.218,08	m ²	958,51	5.960.091,86	/
Montage et démontage de cof-frage poteaux	165,22	m ²	1.041,64	172.099,76	/
Montage et démontage de cof-frage poutres	6.071,00	m ²	1.515,98	9.203.514,58	/
Poteaux en béton armé de section carré	21,415	m ³	23.196,58	496.754,76	24.114,36
Poteaux en béton armé de section carré	1.116,011	m ³	24.225,55	27.035.980,28	1.312.428,94
Poutre en béton armé de section 30*50 cm ²	1.232,76	m ³	22.683,51	27.963.323,79	1.900.422,82
Planchers	1	m ²	87.248.624,16	87.248.624,16	4.235.390,00
Dalle pleine en béton armé e=22 cm	12.808,51	m ²	6811,77	87.248.624,16	4.235.390,00
Le prix total de la structure et gros œuvre				190.490.263,83	8.407.798,71

7.4 Planification des travaux :

7.4.1 Méthode de Gantt :

La méthode de Gantt est un outil de planification visuelle permettant de représenter graphiquement le déroulement des tâches dans le temps. Elle se présente sous forme de diagramme où les activités sont disposées en lignes, et la durée d'exécution est illustrée par des barres horizontales sur une échelle chronologique.

Cette méthode offre une vision claire de l'enchaînement des opérations, des délais à respecter, ainsi que des éventuels chevauchements entre tâches. Dans le cadre de notre projet, le diagramme de Gantt a été utilisé pour organiser les différentes étapes de construction, optimiser les délais et assurer un suivi rigoureux de l'avancement des travaux.

7.4.2 Diagramme de Gantt du projet étudié :

La figure ci-dessous illustre le diagramme de Gantt correspondant à la réalisation d'un étage courant.

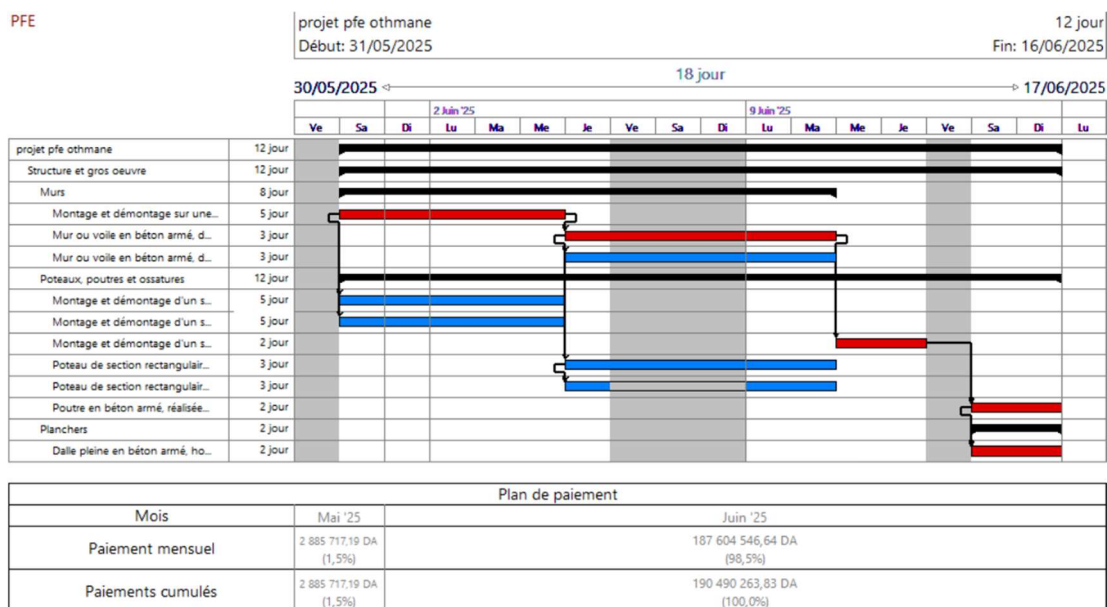


Figure 7-1 : Diagramme de Gantt

7.4.3 Plan de paiements :

Le tableau ci-dessous présente le détail des paiements relatifs à un étage courant, établi en fonction du diagramme de Gantt.

Tableau 7-6 : Plan de paiements

Activité	Début	Fin	Jours	Montant périodique	26/05/2025	02/06/2025	09/06/2025
Les voiles	31/05	11/06	11	32.409.847,64			
Montage et démontage du coffrage	31/05	05/06	5	8.296.394,35	3.318.557,14	4.977.836,61	
Voile d'épaisseur 35cm	05/06	11/06	6	14.633.604,98		4.877.868,33	9.755.736,65
Voile d'épaisseur 25 cm	05/06	11/06	6	9.479.875,31		3.159.958,44	6.319.916,87
Total :					3.318.557,14	13.015.663,38	16.075.653,52
Les poteaux et les poutres	31/05	16/06	16	70.831.765,03			
Montage et démontage de coffrage poteaux	31/05	05/06	5	5.960.091,86	2.384.036,74	3.576.055,12	
Montage et démontage de coffrage poteaux	31/05	05/06	5	172.099,76	68.839,90	103.259,86	
Montage et démontage de coffrage poutres	11/06	13/06	2	9.203.514,58			9.203.514,58
Poteaux en béton armé de section carré	05/06	11/06	6	496.754,76		165.584,92	331.169,84
Poteaux en béton armé de section carré	05/06	11/06	6	27.035.980,28		9.011.993,43	18.023.986,85
Poutre en béton armé de section 30*50 cm ²	14/06	16/06	2	27.963.323,79			27.963.323,79
Total :					2.452.876,64	12.856.893,33	55.521.995,06
Planchers	14/06	16/06	2	87.248.624,16			
Dalle pleine en béton armé d'épaisseur 22 cm	14/06	16/06	2	87.248.624,16			87.248.624,16
Total :							87.248.624,16
Paiement hebdomadaire (pour chaque semaine)					5.771.434,38	25.872.556,71	158.846.272,74
Paiements cumulés					5.771.434,38	31.643.991,09	190.490.263,83

7.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, une analyse a été menée afin d'estimer les coûts et de planifier l'exécution du projet. Les prix unitaires des principaux éléments structuraux ont été définis, suivis d'un récapitulatif des quantités et du coût global. Enfin, une planification des travaux pour un étage courant a été réalisée à l'aide d'un diagramme de Gantt, complétée par un plan de paiement. Ces éléments constituent une base essentielle pour une gestion efficace et rationnelle du chantier.

Conclusion générale :

Ce mémoire est consacré à l'étude et à la conception d'un bâtiment parasismique en (6 sous-sols+ R+17), un projet ambitieux tant par son ampleur que par les exigences techniques qu'il impose. À travers les différents chapitres, nous avons adopté une démarche rigoureuse et progressive, visant à garantir la stabilité, la sécurité et la conformité de l'ouvrage avec les normes en vigueur, notamment le BAEL91/99 et le RPA2024.

Dans un premier temps, une présentation détaillée de l'ouvrage, de son environnement géotechnique et des caractéristiques du site a permis de poser les bases essentielles à toute étude structurale sérieuse. Le prédimensionnement des éléments porteurs a ensuite offert une première estimation cohérente des sections nécessaires, avant d'aboutir à une modélisation fiable.

L'analyse et le dimensionnement des éléments non structuraux tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère ont été réalisés avec soin, tout comme les vérifications dynamiques indispensables à la validation du comportement sismique de la structure.

L'étude de l'infrastructure, en particulier le choix d'un radier général, s'est avérée nécessaire tant sur le plan technique qu'économique. Enfin, l'évaluation économique et la planification des travaux ont apporté une première approche pratique du projet, en fournissant une estimation approximative des coûts et une organisation prévisionnelle de l'exécution.

Cependant, malgré la volonté d'aboutir à une étude aussi complète que possible, certaines parties du projet n'ont pas pu être développées, en raison de contraintes de temps et de la complexité du travail. Il s'agit notamment :

- de l'étude du bloc B,
- de l'étude de la dalle d'ascenseur,
- de la stabilité du terrain.
- ainsi que de la modélisation du bâtiment avec la piscine vide.

Ces aspects, constituent des pistes d'approfondissement intéressantes pour de futurs travaux. Leur intégration permettrait d'enrichir l'analyse globale du projet et d'approcher une étude encore plus consistante.

En somme, ce travail a permis de développer une vision structurée et professionnelle de la conception d'un ouvrage de grande hauteur soumis à des exigences sismiques strictes. Il a également représenté une opportunité d'appliquer concrètement les connaissances théoriques acquises au cours de notre formation, tout en mettant en lumière les limites inhérentes à un projet d'une telle envergure.

Référence bibliographique :

1. RPA2024(Règles Parasismiques Algériennes 2024), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
2. DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
3. BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.
4. Mme N. BAOUCHE, Cours ouvrages et structures, ENP, 2011.
5. Mme M. CHERRAK, Cours de Béton Armé, Ecole Nationale Polytechnique, 2023-2025.
6. N. BOURAHILA, Cours de Dynamique des Structures, Ecole Nationale Polytechnique, 2023-2025.
7. DAHMANI, Yasmine. Étude d'un bâtiment R+10 avec sous-sol contreventé par des voiles porteurs en béton armé. Projet de fin d'études, Génie Civil – Structures, École Nationale Polytechnique, 2024.
8. DUSABIMANA, Fulgence. Conception et dimensionnement parasismiques. Projet de fin d'études, Génie Civil – Structures, École Nationale Polytechnique, 2010.
9. BELBAHAR, Omar, et CHERBAL, Lahcene. Étude d'un bâtiment (R+15+2SS+2ES) stabilisé par des voiles en béton armé. Projet de fin d'études, Génie Civil – Structures, École Nationale Polytechnique, 2017.
10. BOURZAM, Abdelkrim. Cours de Génie Civil. Support de cours, École Nationale Polytechnique, 2024.
11. DJABALI, Hafida. Introduction à la géotechnique. Support de cours, École Nationale Polytechnique, 2024.
12. SEBAI, Souad. Cours de bâtiment. Support de cours, École Nationale Polytechnique, 2023.
13. TADJADIT, Abdelmadjid. Cours d'éléments finis. Support de cours, École Nationale Polytechnique, 2024.

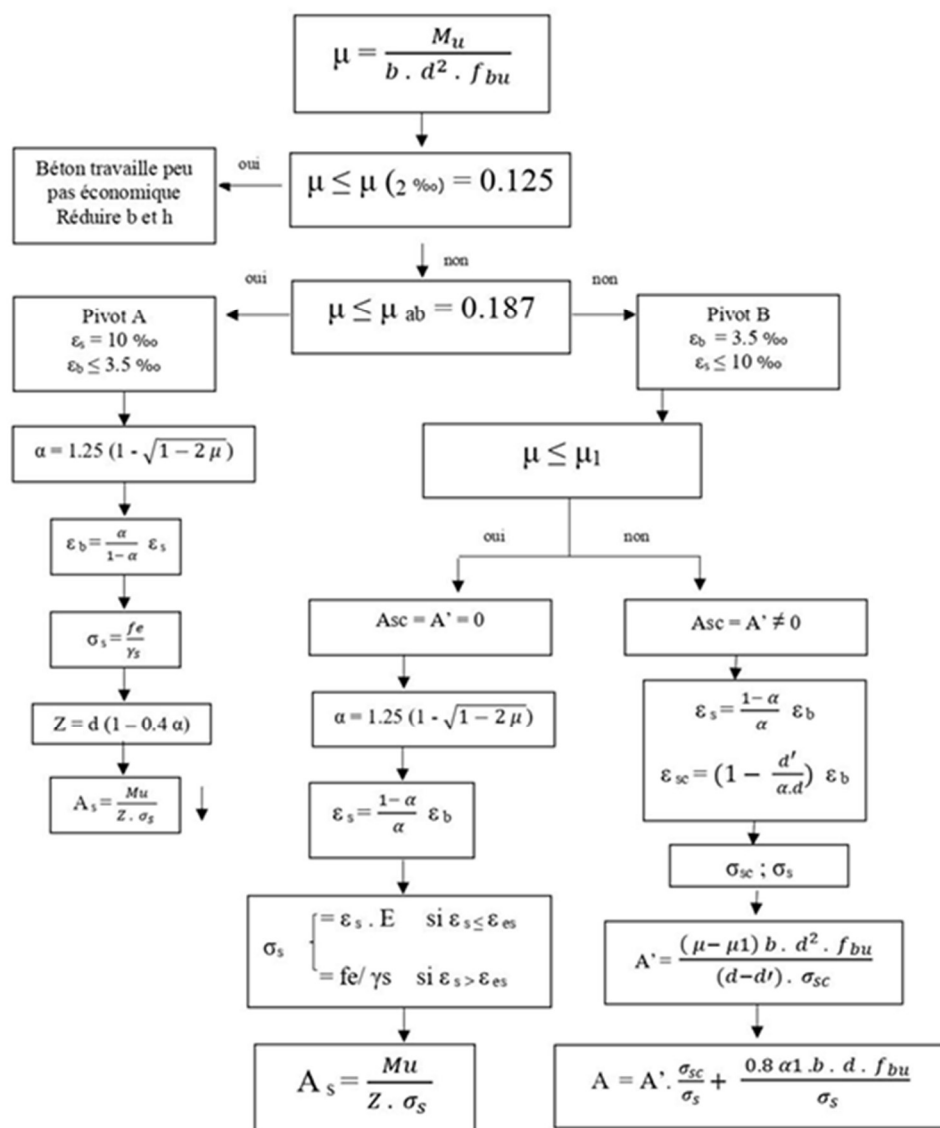
Annexes :

Annexe A : Tableau $\mu = f(\alpha)$

$\alpha = I_x/I_y$	$\nu = 0$		$\nu = 0,2$	
	$\mu_x = M_{ox} / q l_x^2$	$\mu_y = M_{oy} / M_{ox}$	μ_x	μ_y
0,40	0,110	*	0,112	0,293
0,45	0,102	*	0,105	0,333
0,50	0,095	*	0,098	0,373
0,55	0,088	*	0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,0745	0,369	0,080	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,0685	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,043	0,923
1,00	0,037	1,000	0,044	1,000

Annexe B : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion simple.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \quad \alpha_1 = \frac{7}{7+2 \varepsilon_{es}} ; \quad \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$



Annexe C : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion composée

