

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE M'HAMED BOUGUARA BOUMERDES
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de **Master professionnel en Génie Civil**
Option : Structure construction

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9 + sous-sol) à usage
mixte
(Habitation et commerces) Contreventé par des
voiles et portiques

Présenté par :

Mr. Aissani Mohamed Mondher
Mr. Achouri Maheiddine

Encadré par :

MR A.beddiar

2023-2024

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur , pour son encadrement et ses précieux conseils.

Je remercie également mes professeurs du département de Génie Civil, pour leur enseignement et leur soutien.

Un grand merci à mes parents pour leur amour et leur soutien indéfectible, ainsi qu'à mes amis et collègues, pour leurs encouragements et leur aide précieuse.

Enfin, merci à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

[Aissani mohamed mondher]

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À ma mère chérie, Pour son amour
inconditionnel, son soutien constant et sa
patience infinie.

À la mémoire de mon père, Dont la force et
le courage continuent de m'inspirer chaque
jour.

À mes deux frères et ma sœur, Pour leur
soutien inaltérable et leurs encouragements
incessants..

Sans oublier mes collègues et amis, Pour
leur soutien moral, leur patience et leur
compréhension tout au long de ce projet.

Merci à tous .

(Aissani Mohamed Mondher)

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études se situe dans le cadre d'une étude technique d'un immeuble R+9 avec Sous-sol. Le sous-sol est un parking, RDC commerce et les étages courants sont à usage d'habitation, situé dans le centre ville de Bouira « **Bouira** ».

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers, poutre, poteaux, voiles...) reposant sur un radier générale. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99, DTR BC 2-48 document technique réglementaire. RPA 99 Règlement Parasismique Algérienne et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

L'étude consiste à la réalisation de la note de calcul sur tous les éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural. La méthodologie utilisé est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies sur Excel et a consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation.

Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec le logiciel Adobe Photoshop en tenant compte des dispositions constructives. Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage, ...) et des recommandations ont été faites pour l'exécution des ouvrages

Abstract

This dissertation study is part of a technical study of a building R+9 and basement. The basement is used for parking, ground floor for business and the rest of the floors are used for habitation, the building is located in the city center of Bouira "Bouira".

The building frame consists of a reinforced concrete structure carrier (floor - beam – posts– reinforced concrete walls ...) based on a ribbed slab. The technical requirements are the rules used in BAEL revised 91 99, DTR BC 2-48 regulatory technical document, RPA 99 Algerian technical regulations and the French standard NF P06- 004, NF P06-001.

The study involves the completion of the design calculations for all structural and nonstructural elements, based on the architectural plan. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few established formulas on Excel and consisted mainly of lowering loads, a Pre-design, a complete calculation of the reinforcement and a study of the foundation.

The sizing was performed at 'ELU' then checked the 'ELS' and reinforcement drawings made with Adobe Photoshop software in light of structural arrangements. Thus a record

Keywords: Structure - Foundation - Frames - Plans - Reinforced – Concrete

INTRODUCTION GENERALE.....
I.PRESENTATION DU PROJET.....	1
Introduction	1
I.1. Plan De Masse	1
I.2. Localisation.....	2
I.3. Intervenants du projet.....	2
I. 4 Caractéristiques géométriques de la structure	2
I.5. Levé Topographique.....	3
I.6. Données architecturales.....	4
II. Donnés et hypothèse de calcul	7
Introduction	7
II.1. Le béton.....	7
II.2. Acier.....	8
II.3. Le sol.....	8
II.4. Règlements suivis.....	10
II. 5. Logiciels utilisés	10
III.Pré-dimensionnement des éléments.....	11
Introduction	11
III.1. Pré-dimensionnement des planchers.....	11
III.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	12
III.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales.....	13
III.2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	14
III.3. Pré-dimensionnement des poteaux.....	15
III.4. Calcul des charges permanentes.....	16
III.5. Calcul des charges d'exploitation.....	16
III.6. Pré-dimensionnement des voiles.....	17
III.7. Calcul de la masse des éléments de la structure.....	18
III.8. Calcul du centre de masse (Xm, Ym).....	23
IV. Ferrailage des éléments non structuraux.....	25
IV.1. Etude d'escaliers.....	25

IV.1.1. Schéma statique.....	25
IV.1.2. calcule du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	26
IV.1.3. Ferrailage.....	27
IV.1.4 . Vérification des contraintes.....	28
IV.1.5. Diagrammes des contraintes.....	29
IV.1.6. Schéma de ferrailage.....	29
IV.2. Etude de la poutre palière.....	30
IV.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière.....	30
IV.2.2. Schéma statique.....	31
IV.2.3. calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	32
IV.2.4. ferrailage de la poutre palière	33
IV.2.5. Vérification des contraintes.....	33
IV.2.6. schéma de ferrailage.....	33
IV.3. Etude de l'acrotère	34
IV.3.1. les charges et les surcharges du calcul	34
IV.3.2. La force sismique F_p	34
IV.3.3. Moments et efforts normaux.....	35
IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère.....	35
IV.3.5. Verification des contrainte.....	35
IV.3.6. schéma de ferrailage	36
IV.4. Calcul du balcon.....	36
IV.4.1. schéma statique	37
IV.4.2. calcule du moment et de l'effort tranchant.....	37
IV.4.3. Ferrailage.....	38
IV.4.4. vérification des contraintes.....	38
IV.4.5. schéma de ferrailage	38
IV.5. Etude de la salle machine	39
IV.5.1. Calcul des moments.....	39

IV.5.2.Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage.....	39
IV.5.3.Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}	39
IV.5.4.Superposition des moments.....	39
IV.5.5.Calcul du moment fléchissant.....	39
IV.5.6.Ferraillage Armatures longitudinales et transversales	40
IV.5.7.Vérifications des contraintes	40
IV.5.8.Schéma de ferraillage	41
V. Etude dynamique et sismique.....	42
Introduction.....	42
V.1. Calcul manuel.....	42
V.2. Etude dynamique manuellement.....	43
V.2.1. Matrice de masse.....	45
V.2.2. Matrice inverse de masse.....	45
V.2.3. Matrice de rigidité.....	45
V.3. Détermination des caractéristiques dynamiques.....	46
V.3.1. Calcul des pulsations propre (W_i), fréquences propre (f_i), et les périodes(T)	46
V.3.2. Les vecteurs propres D_i	46
V.3.3. Vérification de l'orthogonalité des vecteurs propres.....	47
V.3.4.Quantités généralisée.....	47
V.3.5. Vecteurs normés.....	47
V.3.6. Vérification.....	48
a) Sont-ils orthogonaux.....	48
b) Sont-ils normée.....	48
V.3.7. Le coefficient de participation.....	49
V.3.8. Vecteurs normalisés.....	49
V.3.9. Masse modale et masse effective q_i	50
V.3.10. Comparaison de l'importance des modes par les masses modales.....	51
V.3.11. Lecture spectrale.....	51

V.3.12. Vecteurs accélérations Γ_i	52
V.3.13. Superposition quadratique des vitesses V_i et déplacement U_i	53
a) Vitesses.....	53
b) Déplacement.....	54
V.3.14. Energie modales E_i et Pourcentage d'énergie.....	55
V.3.15. Nombre de mode à considérer.....	55
V.3.16. Force statique équivalente.....	55
V.3.17. La superposition quadratique des forces.....	56
V.4. Etude par ordinateur.....	57
V.4.1. Objectif de l'étude dynamique.....	57
V.4.2. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.....	57
V.4.3. Modélisation de la structure étudiée.....	57
V.4.4. Présentation du logiciel.....	57
V.4.5. Description de logiciel.....	57
V.4.6. Choix de disposition des voiles.....	58
V.4.7. Caractéristiques Géométriques.....	59
a) Centre de masse.....	59
b) Centre de rigidité.....	59
V.4.8. Calcul de l'excentricité.....	59
V.4.9. Modes de vibrations et participations massique.....	61
a) Nombre de modes à considérer.....	61
b) Estimation de la période fondamentale	61
c) Schéma des 3 premiers modes de vibration.....	61
V.5. Etude sismique	63
V.5.1. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique.....	63
V.5.2. Choix de la méthode de calcul.....	63
V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	63
a) Classification du site.....	64

b) Coefficient d'accélération de zone (A).....	64
c) facteur de qualité (Q).....	65
d) coefficient de comportement global de la structure.....	65
e) Le facteur d'amplification dynamique moyen D.....	65
V.6. Les vérifications des exigences du RPA99/2003.....	66
V.6.1. L'effort tranchant model à la base.....	66
V.6.2. Combinaison des réponses modales.....	66
V.6.3. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage.....	67
V.6.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9).....	68
V.7. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6).....	69
V.7.1. Vérification de non renversement.....	70
V.7.2. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3).....	71
V.7.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	71
VI. Calcul des éléments principaux.....	74
Introduction.....	74
VI.1. Ferrailage des poteaux.....	74
VI.1.1. Combinaison des charges.....	75
VI.1.2. Ferrailage.....	75
VI.1.3. Exemple de calcul.....	75
VI.1.4. Recommandations.....	76
VI.1.5. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.....	77
VI.1.6. Ferrailage transversal	77
VI.1.7. Vérification des contraintes.....	77
VI.2. Ferrailage des poutres.....	78
VI.2.1. Schéma statique.....	79
VI.2.2. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	79
a) Calcul des moments fléchissant.....	79
b) calcul de l'effort tranchant.....	81

VI.2.3. Armatures longitudinales.....	81
VI.2.4. Armature transversal.....	81
a) Calcul d'armatures transversales.....	82
VI.2.5. Vérification des contraintes.....	82
VI.3. Les voiles pleins.....	83
VI.3.1. Les combinaisons d'action.....	84
VI.3.2. Calcul des armatures longitudinales.....	84
VI.3.3. Calcul des armatures transversales.....	85
VI.3.4. Vérification des contraintes.....	86
VII. Étude de l'infrastructure.....	87
Introduction.....	87
VII.1. Choix du type de fondation.....	87
VII.1.1. Semelle isolée.....	87
VII.1.2. Semelles filantes.....	87
VII.2. Etude du radier.....	88
VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier.....	88
VII.2.2. Calcul des charges et surcharges.....	89
VII.3. Vérifications.....	90
VII.3.1. Surface minimale du radier.....	90
VII.3.2. Évaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	90
VII.3.3. Calcul du centre de gravité.....	90
VII.4. Ferrailage du radier.....	91
VII.4.1. Ferrailage de la dalle.....	91
VII.4.2. Ferrailage de la nervure.....	93
a). Armatures longitudinales.....	93
b). Les moments sont obtenus à l'aide du logiciel Etabs 2009.....	95
c). Vérification des contraintes à L'ELS.....	95
VII.4.3. Ferrailage du débord.....	96

a). Calcul des efforts.....	96
b). Schéma de ferrailage.....	97
VII.5.Etude des voiles périphérique.....	98
VII.5.1. Etude de voile périphérique.....	98
a)Méthode de calcul.....	98
b).Calcul de ferrailage.....	99
VII.5.2.Ferrailage du voile périphérique.....	99
VII.5.3.Vérification nécessaires.....	99
Conclusion.....

Chapitre II : Donnés Et Hypothèse De Calcul.

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.....7
Tableau II.2 : Caractéristiques Mécaniques De L'acier.....8
Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques du sol.....9

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments.

Table III.1: Vérification des conditions.....12
Table III.2: Pré-dimensionnement des poutres principales.....13
Table III.3: Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....14
Table III.4 : Charges permanentes des éléments.....16
Table III.5 : Charges permanentes revenant aux poteaux.....16
Table III.6 : Dégression des charges d'exploitation.....16
Table III.7 : Section transversale des poteaux.....17
Table III.8 : Pré-dimensionnement des voiles.....18
Table III.9 : Lois de calcul des masses.....18
Table III.10 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des planchers.....19
Table III.11 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des murs.....20
Table III.12 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des poteaux.....21
Table III.13 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des voiles.....22
Table III.14 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des poutres.....22

Chapitre IV : Ferrailage des éléments non structuraux.

Tableau IV. 1 : Calcul des armatures.....27
Tableau IV. 2 : Vérification des contraintes.....28
Tableau IV. 3 : Pré-dimensionnement de la poutre palière.....30
Tableau IV. 4 : Calcul des armatures.....33
Tableau IV.5 : Les charges et les surcharge.....34
Tableau IV.6 : Sollicitation de calcul.....35
Tableau IV.7 : Ferrailage de l'acrotère.....35
Tableau IV. 8 : Calcul des armatures.....38

Tableau IV.9 : Moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage.....	39
Tableau IV.10 : Moments M_{x2} et M_{y2} du au poids propre de la dalle.....	39
Tableau IV.11 : Évaluation des moments M_x et M_y	39
Tableau IV.12 : Calcul des armatures.....	40

Chapitre V : Etude dynamique et sismique.

Tableau V.1 : Calcul des masses.....	43
Tableau V.2 : Les pulsations, fréquences et périodes.....	46
Tableau V.3 : Les vecteurs propres.....	46
Tableau V.4 : Les quantités généralisées.....	47
Tableau V.5 : période et facteur d'accélération.....	51
Tableau V. 6 : Centres de masse et de rigidité.....	60
Tableau V.7 : Périodes, modes et facteur de participation massique.....	61
Tableau V.8 : Valeur du facteur de qualité Q	65
Tableau V.9 : Valeur de l'effort tranchant à la base.....	66
Tableau V.10 : Combinaison des réponses modales.....	67
Tableau V.11 : Déplacement inter-étage.....	68
Tableau V.12 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	69
Tableau V.13: Résultante des forces sismiques de calcul.....	70
Tableau V.14: Vérification de non renversement.....	70
Tableau V.15: Vérification de l'effort normal réduit.....	71
Tableau V.16: distribution des forces sismiques.....	72

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux.

Tableau VI.1 : Combinaison des charges.....	75
Tableau VI.2 : Les sollicitations internes.....	75
Tableau VI.3: Exemple de calcul des armatures longitudinales.....	76
Tableau VI.4: Recommandation de calcul.....	76
Tableau VI.5: Calcul des armatures longitudinales.....	77
Tableau VI.6: Recommandations de calcul.....	77

Tableau VI.7 : Calcul des armatures transversales.....	77
Table VI.8 : Sollicitations de calcul.....	81
Tableau VI.9 : Calcul des armatures longitudinales.....	81
Tableau VI.10 : Minimum d'At à adopter.....	82
Tableau VI.11 : Calcul des armatures transversales.....	82
Tableau VI.12 : Combinaison des charges.....	84
Tableau VI.13 : armatures longitudinales.....	84
Tableau VI.14 : Recommandation de calcul.....	85
Tableau VI.15 : Calcul des armatures longitudinales.....	85
Tableau VI.16 : Recommandation de calcul.....	85
Tableau VI.17 : Calcul des armatures transversales.....	85

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

Tableau VII.1 : Pré-dimensionnement du radier.....	88
Tableau VII. 2 : Calcul des charges et des surcharges.....	89
Tableau VII. 3 : Résultats de calcul des charges et des surcharges.....	89
Tableau VII.4 : vérification de la surface minimale du radier.....	90
Tableau VII.5 : Centre de gravité et moment d'inertie de la structure.....	90
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes.....	91
Tableau VII.7 : Évaluation des moments.....	92
Tableau VII.8 : Ferrailage de la dale.....	93
Tableau VII.9 : Vérification à L'ELS.....	93
Tableau VII.10 : Évaluation des charges.....	94
Tableau VII.11 : Section d'armatures adoptées.....	95
Tableau VII.12 : Vérification à L'ELS.....	95
Tableau VII.13 : Effort appliqués sur le débord.....	96
Tableau VII.14 : méthode de calcul.....	98
Tableau VII.15 : Sollicitations de calcul.....	99
Tableau VII.16 : Calcul des armatures.....	99
Tableau VII.17 : Vérification à l'ELS.....	99

Chapitre I : Présentation Du Projet.

Figure I.1 : Plan de masse.....	1
Figure I.2 : Plan de situation.....	2
Figure I.3 : Image iso paramétrique du projet.....	3
Figure I.4 : Levé topographique.....	3
Figure I.5 : Plan Sous-sol Parking.....	4
Figure I.6 : Plan Etage courant usage d'habitaion..... ;	4
Figure I.7 : Plan RDC usage commerciale.....	5
Figure I.8 : Plan terrasse inaccessible.....	5
Figure I.9 : Plan 2D Façade Principale.....	6
Figure I.10 : Plan 2D Façade Postérieures.....	6
Figure I.11 : Coupe A-A.....	6

Chapitre II : Donnés Et Hypothèse De Calcul.

Figure II.1 : Diagrammes de calcul contraintes-déformations du béton.....	7
Figure II.2 : Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier.....	8
Figure II.3 : Coupes de Sandage du sol.....	10

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Figure III.1 : Vue en 3D plancher corps creux.....	11
Figure III.2 : Sens porteurs.....	11
Figure III.3 : Vue en 3D des poutres principales et secondaires.....	12
Figure III.4 : Vue en 3D poutre principale.....	13
Figure III.5 : Vue en 3D poutre secondaire.....	14
Figure III.6 : Poteau le plus sollicité.....	15
Figure III.7 : Vue en 3D du poteau le plus sollicité.....	15
Figure III.8 : Vue en 3D disposition des voiles.....	17
Figure III.9 : Vue 2D du planche.....	19

Figure III.10 : Vue en 3D pour la maçonnerie.....	21
Figure III.11 :Vue en 3D pour les voiles et poteaux.....	22
Figure III.12 : Vue en 2D pour les poutres principales est les poutres secondaires.....	23
Figure III.13 : Point du centre de masse.....	24

Chapitre IV : Ferrailage des éléments non structuraux.

Figure IV. 1 : Vue 3D de l'escalier.....	25
Figure IV. 2 : Les charges et les surcharges de calcul.....	25
Figure IV. 3 : Combinaison des charges.....	26
Figure IV. 4 : Diagrammes des moments fléchissant.....	26
Figure IV.5 : Diagrammes des efforts tranchants.....	27
Figure IV. 6 : Vérification des contraintes.....	29
Figure IV.7 : Schéma de ferrailage escaliers 2D.....	29
Figure IV. 8 : Vue en 3D de la poutre palière.....	30
Figure IV. 9 : Les charges et les surcharges de calcul.....	31
Figure IV.10 : Combinaison des charges.....	31
Figure IV. 11 : Diagrammes des moments de la poutre palière.....	32
Figure IV. 12 : Diagrammes des efforts tranchants.....	32
Figure IV. 13 : Vérification de contraintes.....	33
Figure IV. 14 : Ferrailage en 2D de la poutre palière.....	33
Figure IV.15 : Vue en 3D de l'acrotère.....	34
Figure IV.16 : Schéma des contraintes.....	35
Figure IV.17 : Schéma de ferrailage.....	36
Figure IV.18 : Model 3d du balcon.....	36
Figure IV.19 : Schéma statique de balcon.....	37
Figure IV.20 : Diagrammes des moments.....	37
Figure IV.21 : Diagrammes des efforts tranchants.....	37

Figure IV.22 : Vérification des contraintes.....	38
Figure IV.23 : Schéma de ferrailage du balcon.....	38
Figure IV.24 : Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.....	40
Figure IV.25 : Vérifications des contraintes.....	40
Figure IV.26 : Schéma de ferrailage de la dalle salle machine.....	41

Chapitre V : Etude dynamique et sismique.

Figure V. 1 : Organigramme de principe de calcul.....	42
Figure V.2 : schéma de system brochet.....	44
Figure V.3 : Spectre de réponse de RPA.....	51
Figure V.4 : Distribution des forces sismiques.....	56
Figure V.5 : Modélisation 3D de la structure.....	58
Figure V.6 : Disposition des voiles.....	58
Figure V.7 : Mode de translation (x-x).....	62
Figure V.8 : Mode de translation (y-y).....	62
Figure V.9 : Mode de torsion (z-z).....	63
Figure V.10 : Spectre de réponse.....	64
Figure V.11 : Distribution des forces sismiques.....	73

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux.

Figure VI.1 : Sollicitations du poteau en 3D.....	74
Figure VI .2 : Vérification des contraintes.....	78
Figure VI .3 : Disposition de la poutre principale.....	78
Figure VI .4 : Schéma statique des poutres.....	79
Figure VI .5 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	80
Figure VI .6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	80
Figure VI .7 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	81

Figure VI.8 : Vérification des contraintes.....	82
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage poutre.....	83
Figure VI.10 : Sollicitation du voile en 3D.....	83
Figure VI.11 : Vérification des contraintes.....	86
Figure VI.12 : Schéma de ferrailage voile.....	86

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

Figure VII.1 : Radier de la structure.....	88
Figure VII.2 : Dimension du radier.....	89
Figure VII.3 : Dalle la plus sollicitée.....	91
Figure VII.4 : Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.....	92
Figure VII.5 : Dimension de la nervure.....	93
Figure VII.6 : Transmission des charges des dalles au nervure.....	94
Figure VII.7 : Nervure plus sollicitée.....	94
Figure VII.8 : Schéma statique à L'ELU et ELS.....	95
Figure VII.9 : Diagramme des moments à L'ELS et ELU	95
Figure VII.10 : Effort tranchant a ELU.....	96
Figure VII.11 : Ferrailage de la dale.....	97
Figure VII.12 : Disposition des cadres de la nervure.....	97
Figure VII.13 : Ferrailage de nerneur.....	97
Figure VII.14 : Schéma statique du voile périphérique.....	98

INTRODUCTION GENERALE :

La conception d'un projet de génie civil tient compte à la fois de la sécurité et de l'économie. Lorsqu'il s'agit de concevoir des bâtiments résistants aux séismes, les ingénieurs se basent sur différentes normes et règlements qui recommandent divers systèmes de contreventement pour assurer une bonne dissipation de l'énergie sismique.

Le choix d'un système de contreventement dépend du type d'ouvrage et de la nature des matériaux utilisés. Dans notre étude, nous nous concentrons sur l'analyse et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte (habitation et commerce) contreventé par des voiles porteurs.

Notre objectif est d'apprendre à interpréter les plans d'architecture afin de définir le modèle de calcul approprié et d'utiliser différentes méthodes pour évaluer les efforts internes. Les ingénieurs disposent aujourd'hui d'outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis, notamment la méthode des éléments finis, qui permettent de modéliser et d'analyser diverses structures en un temps réduit.

L'étude des bâtiments repose généralement sur les règlements de stabilité et de sécurité. Parmi ces règlements, le règlement parasismique algérien (RPA) propose un spectre de réponse utilisé pour l'analyse modale spectrale. Nous avons souhaité comparer les résultats obtenus avec le logiciel ROBOT en utilisant le spectre de réponse du RPA à ceux obtenus avec un spectre réel du site lors d'un enregistrement sismique.

Notre démarche s'articule autour de sept chapitres :

1. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
2. Pré-dimensionnement des éléments de structure.
3. Calcul des éléments secondaires.
4. Étude dynamique et sismique.
5. Calcul des éléments principaux.
6. Étude de l'infrastructure.
7. Comparaison des résultats obtenus avec ETABS .

INTRODUCTION GENERALE :

La conception d'un projet de génie civil tient compte à la fois de la sécurité et de l'économie. Lorsqu'il s'agit de concevoir des bâtiments résistants aux séismes, les ingénieurs se basent sur différentes normes et règlements qui recommandent divers systèmes de contreventement pour assurer une bonne dissipation de l'énergie sismique.

Le choix d'un système de contreventement dépend du type d'ouvrage et de la nature des matériaux utilisés. Dans notre étude, nous nous concentrons sur l'analyse et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte (habitation et commerce) contreventé par des voiles porteurs.

Notre objectif est d'apprendre à interpréter les plans d'architecture afin de définir le modèle de calcul approprié et d'utiliser différentes méthodes pour évaluer les efforts internes. Les ingénieurs disposent aujourd'hui d'outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis, notamment la méthode des éléments finis, qui permettent de modéliser et d'analyser diverses structures en un temps réduit.

L'étude des bâtiments repose généralement sur les règlements de stabilité et de sécurité. Parmi ces règlements, le règlement parasismique algérien (RPA) propose un spectre de réponse utilisé pour l'analyse modale spectrale. Nous avons souhaité comparer les résultats obtenus avec le logiciel ROBOT en utilisant le spectre de réponse du RPA à ceux obtenus avec un spectre réel du site lors d'un enregistrement sismique.

Notre démarche s'articule autour de sept chapitres :

1. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
2. Pré-dimensionnement des éléments de structure.
3. Calcul des éléments secondaires.
4. Étude dynamique et sismique.
5. Calcul des éléments principaux.
6. Étude de l'infrastructure.
7. Comparaison des résultats obtenus avec ETABS .

I. PRESENTATION DU PROJET:

Introduction :

Notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol et 2 entre sol à usage multiple (habitation, commerces et service).

Il est constitué principalement de :

- 28 Appartements avec Terrasse inaccessible.
- Quatre (04) appartements par étage.
- Une ascenseur par bloc.
- Parking en sous-sol.

L'ouvrage a une hauteur de 51.12 m distribuée sur 9 étages et reçoit 14 appartements de type F3 de 80,47 m² et 14 appartements de type F4 de 122,28 m², 04 locaux commerciaux.

I.1. Plan De Masse :

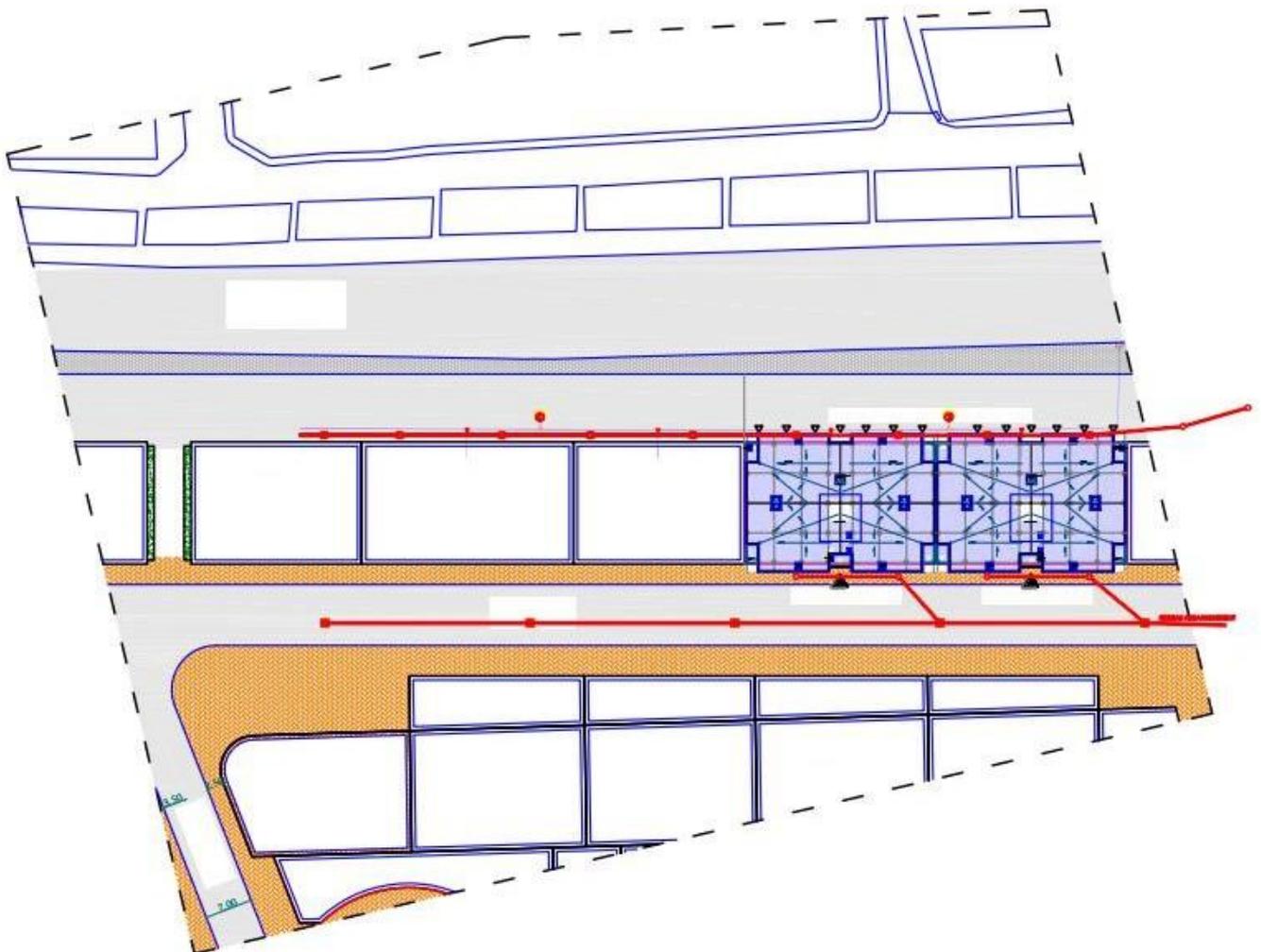
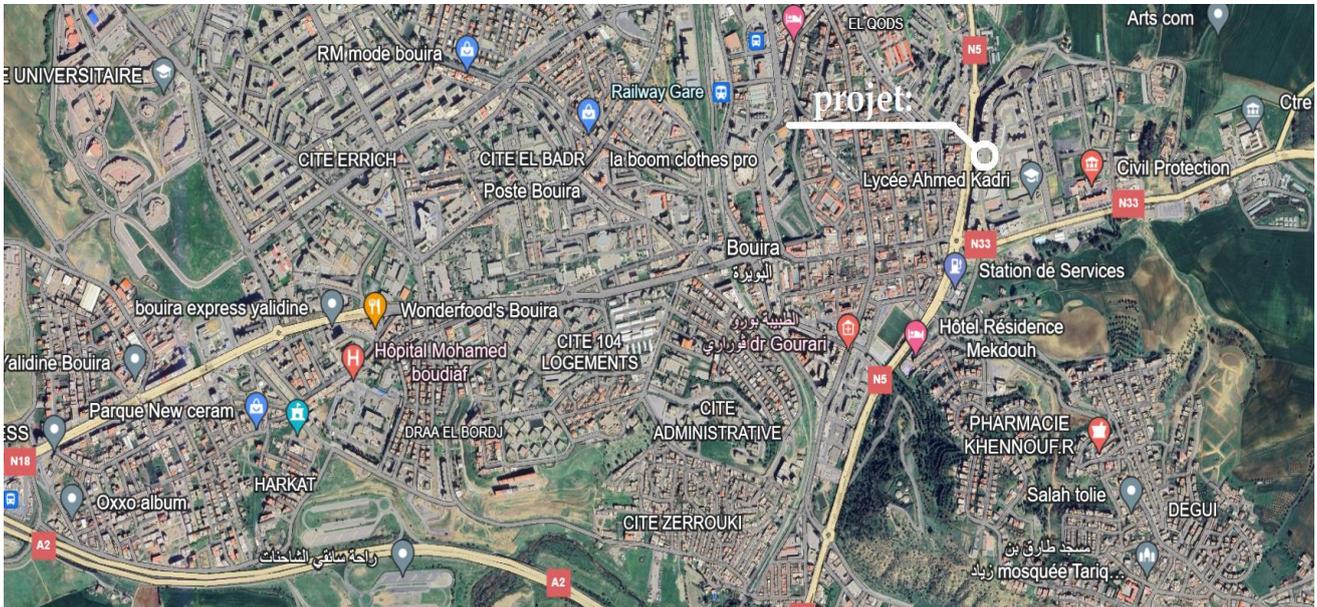


Figure I.1 : Plan de masse

I.2. Localisation:

Figure I.2 : Plan de situation.



I.3. Intervenants du projet :

Maitre d'ouvrage : BET BOUDJEMIA.

Cabinet d'architecture : BET AZZOUNE.

Bureau d'étude génie civil : eurl kandi construction

Bureau d'étude géotechnique : (L.G.E.S) BELAALA

I.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Largeur en plan : 27,85 m.
- Longueur en plan : 18m.
- Hauteur totale du bâtiment : 35,87m.
- Hauteur du sous-sol : 3,91m.
- Hauteur RDC : 4,08 m.
- Hauteur des étages courants : 3.06 m.



Figure 1.3 : Image iso paramétrique du projet.

I.5. Levé Topographique:

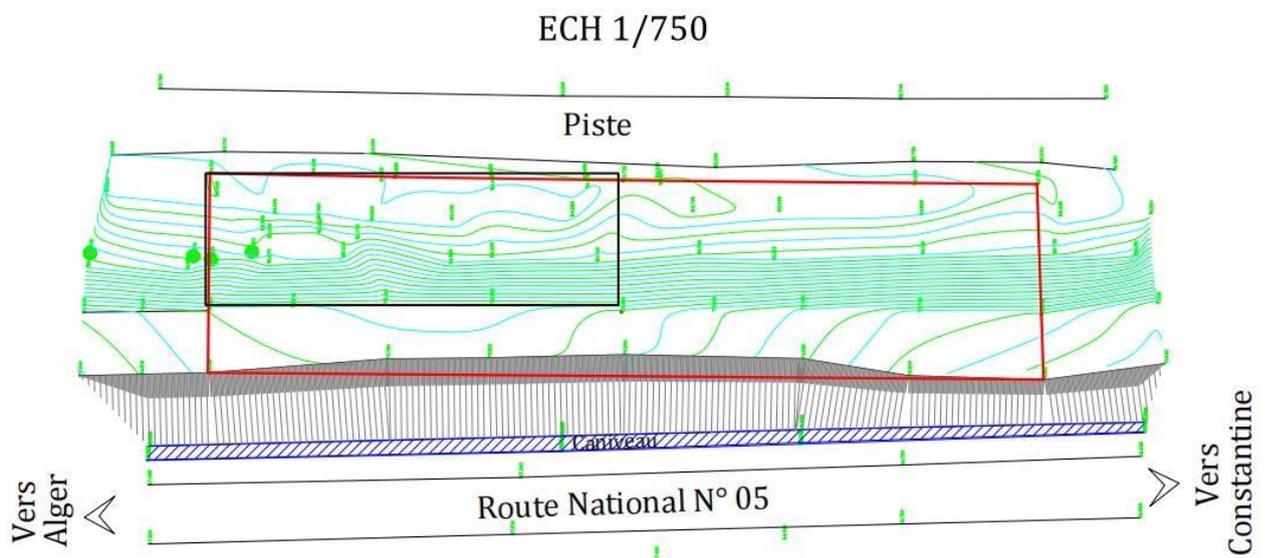


Figure I.4 : Levé topographique.

I.6. Données architecturales:

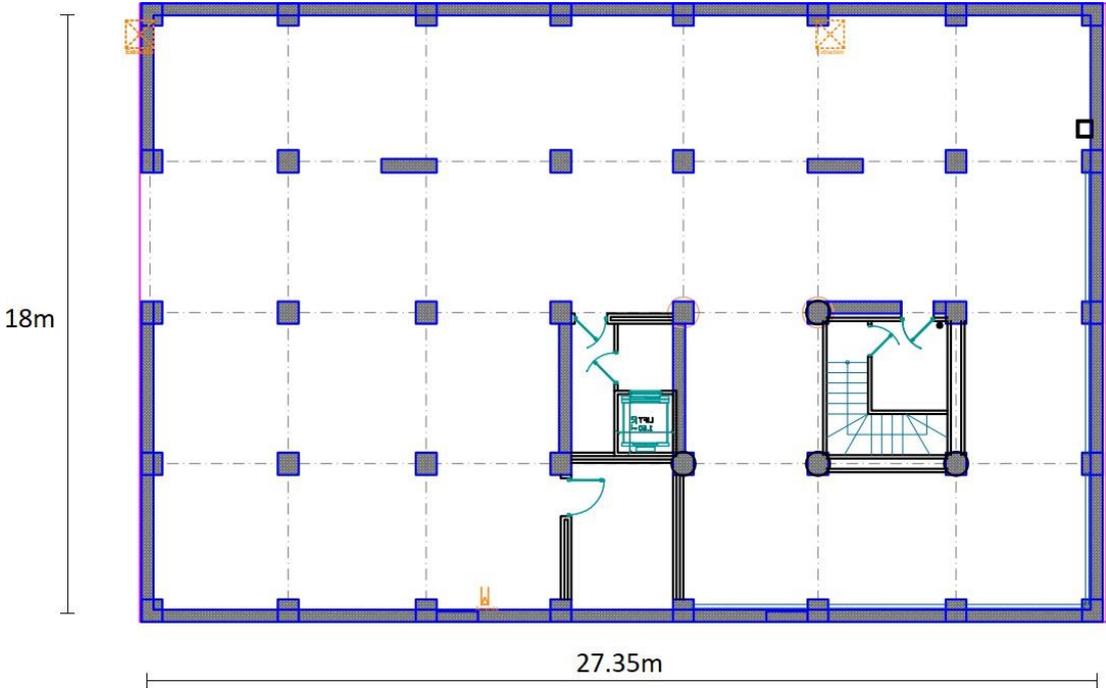


Figure I.5 : Plan Sous-sol Parking

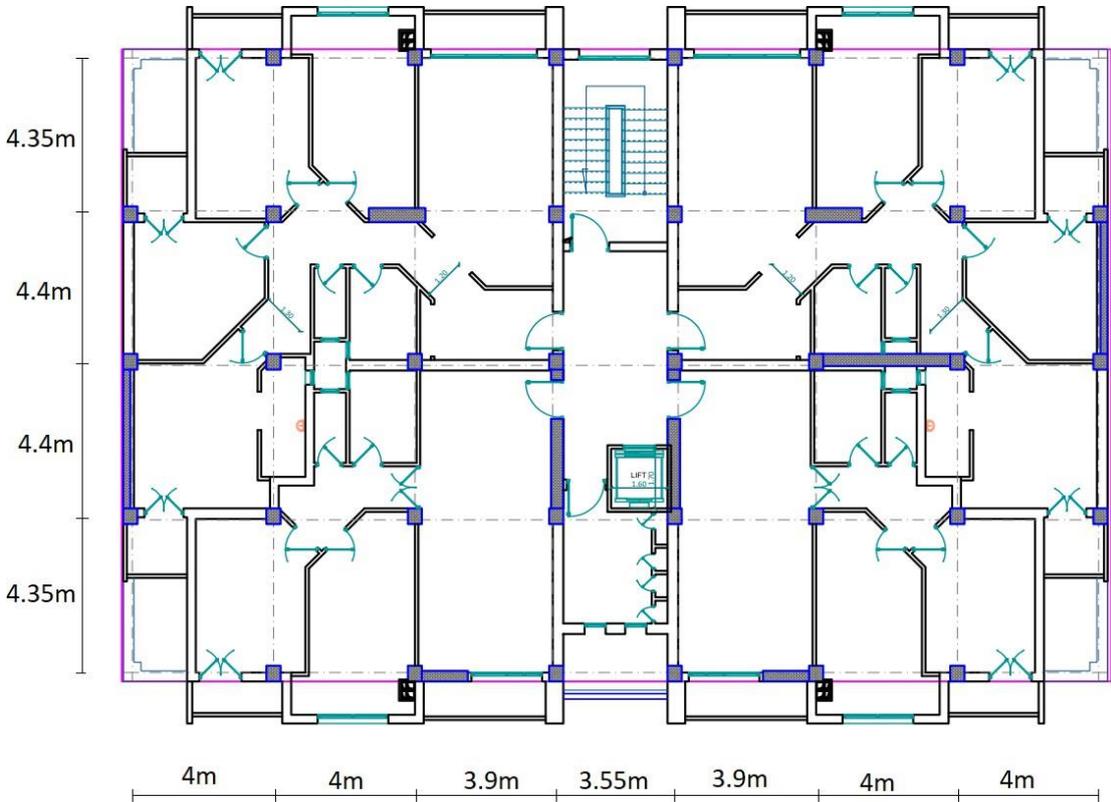


Figure I.6 : Plan Etage courant usage d'habitaion

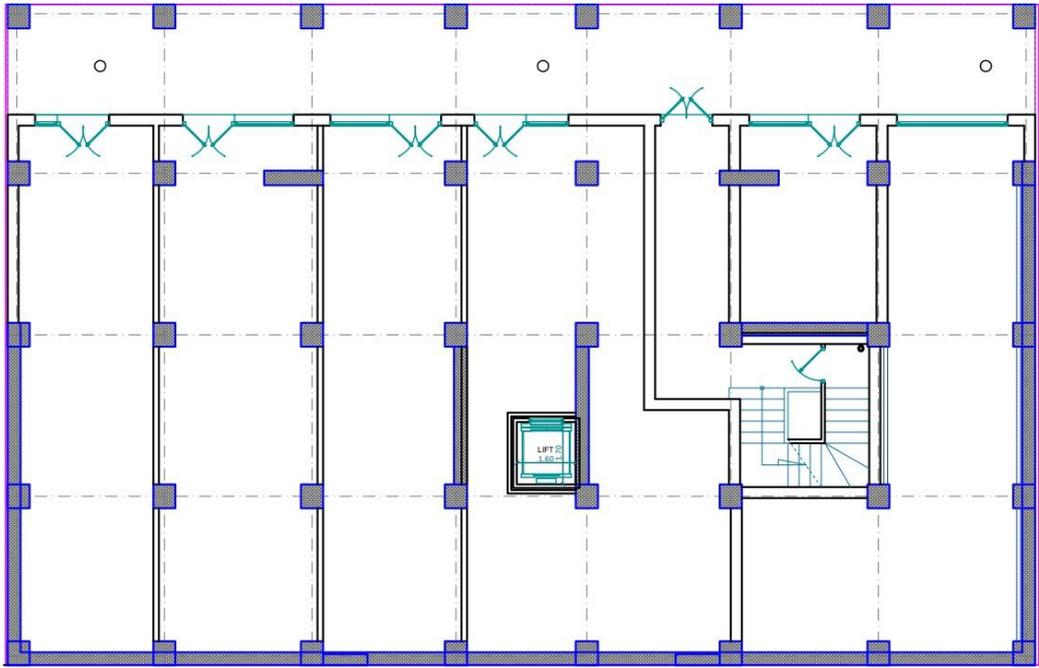


Figure I.7 : Plan RDC usage commerciale.

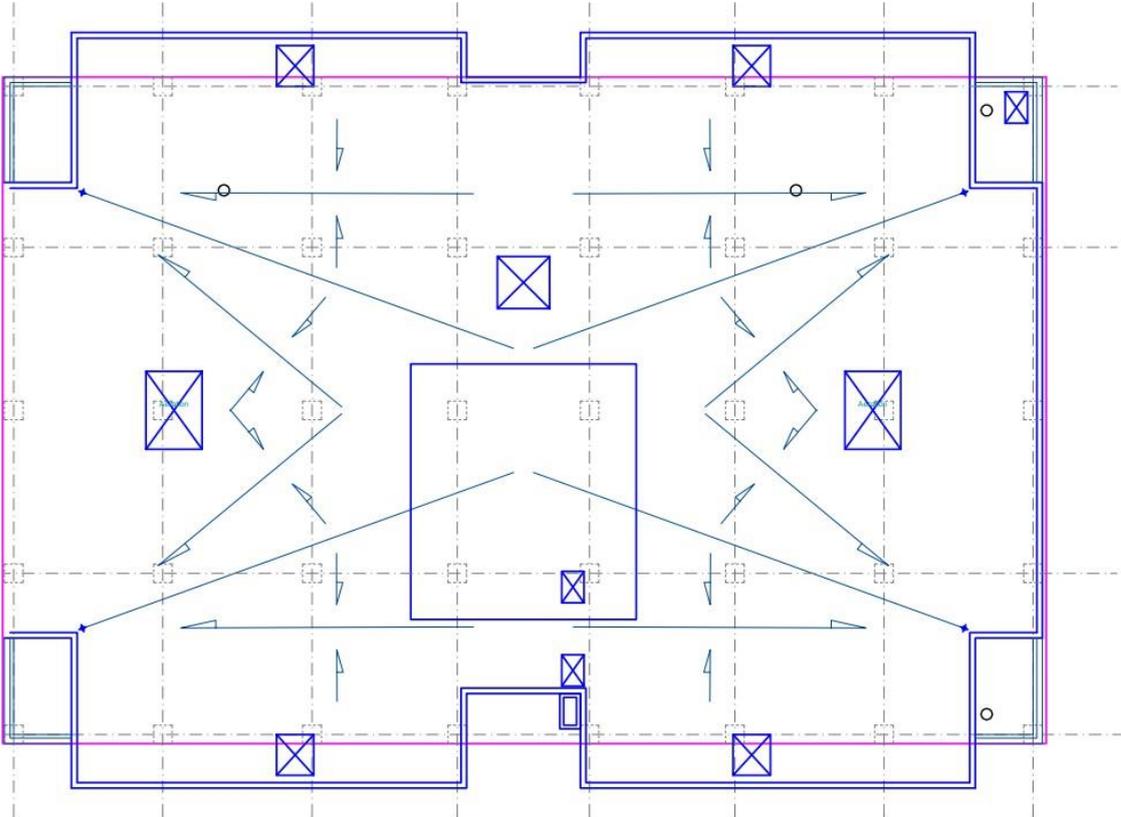


Figure I.8: Plan terrasse inaccessible.



Figure I.9 : Plan 2D Façade Principale



Figure I.10 : Plan 2D Façade Postérieures

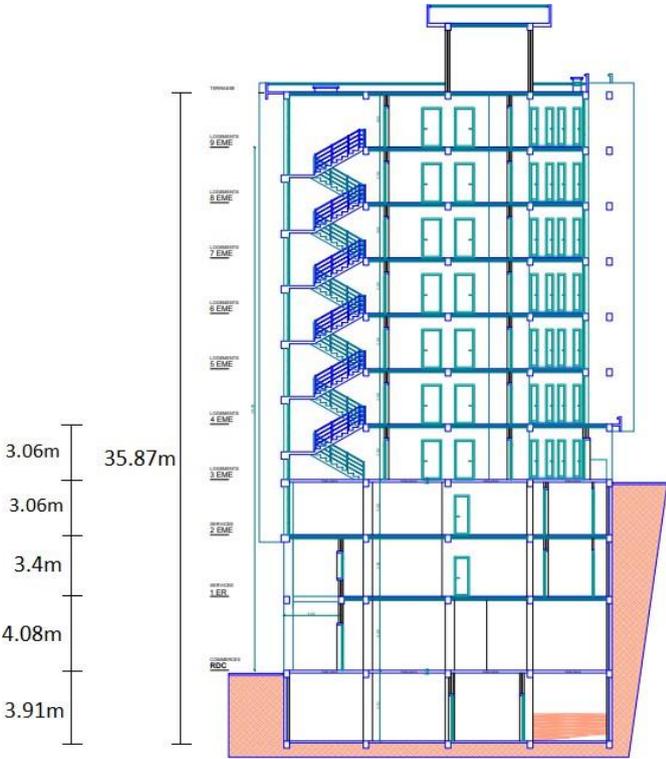


Figure I.11 : Coupe A-A

II. Données et hypothèse de calcul :

Introduction :

Les matériaux utilisés dans la construction jouent un rôle crucial dans la solidité des bâtiments. Leur sélection résulte généralement d'un compromis entre plusieurs facteurs, tels que le coût, la disponibilité locale et la facilité de mise en œuvre, souvent au détriment de la seule résistance mécanique.

Ce chapitre vise à présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés dans notre projet d'étude sur le béton armé.

II.1. Le béton :

Le béton est un matériau composé de granulats minéraux et d'un liant qui se solidifie au contact de l'eau. Son rôle essentiel dans une structure est de supporter les charges qui lui sont appliquées.

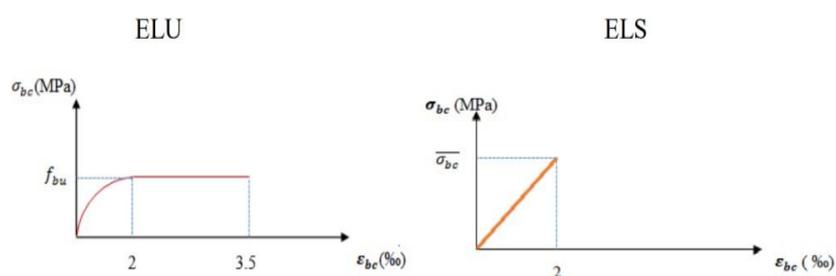


Figure II.1 : Diagrammes de calcul contraintes-déformations du béton.

Paramètre	Formule	Valeur	Unité
Résistance à la compression	/	25	(Mpa)
Résistance à la traction	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$	2.1	(Mpa)
Module d'élasticité instantané	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$	32164.20	(Mpa)
Module d'élasticité différé	$E_{ij} = 3700 f_{c28}^{1/3}$	10818.86	(Mpa)
Contrainte limite à l'ELU	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$	14.2	(Mpa)
Contrainte du béton à l'ELS	$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$	15	(Mpa)
Contrainte de cisaillement (FPN)	$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$	3.33	(Mpa)
Contrainte de cisaillement (FN)	$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$	2.5	(Mpa)
Coefficient de poisson (ELU)	/	0	/
Coefficient de poisson (ELS)	/	0.2	/

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.

II.2. Acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone, réputé pour sa résistance à la traction et à la compression, ce qui en fait un matériau fiable. Lorsqu'il est enveloppé dans du béton, il est appelé armature. Les aciers jouent un rôle crucial en reprenant les charges que le béton ne peut pas supporter, notamment les forces de traction.

Pour notre projet, nous avons besoin de deux types d'acier, dont les principales caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-dessous.

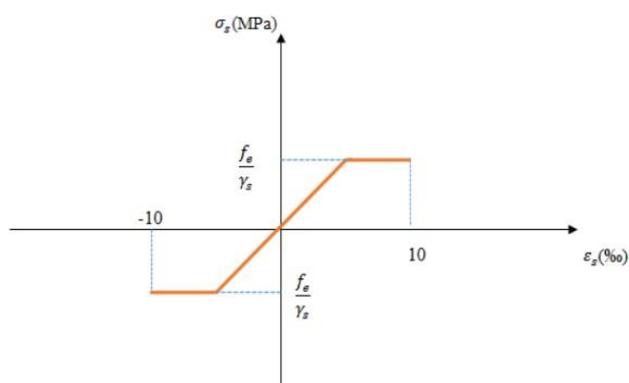


Figure II.2 : Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier.

Paramètres	Valeur	Unités
Limite d'élasticité (fc28)	400	(Mpa)
Module de déformation longitudinale E _s	2.10 ⁵	(Mpa)
Contrainte d'acier (FPP)	347.83	(Mpa)
Contrainte d'acier (FP)	201.63	(Mpa)

Tableau II.2 : Caractéristiques Mécaniques De L'acier.

II.3. Le sol :

En se basant sur le rapport de sol à notre disposition, nous avons identifié et résumé les différents types d'essais réalisés sur le sol, comme suit :

- six (6) sondages carottés, numérotés Sc01 et Sc02. sc06 ; ces derniers ont été répartis à l'échelle du site comme indiqué sur la Figure.
- huit (8) essais de pénétration dynamique répartis à l'échelle du site.
- Une série d'expérimentations en laboratoire comprenant des tests physico-mécaniques et des analyses chimiques du sol.

➤ Sur le plan morphologique :

Il s'agit d'un terrain initialement en pente moyenne, en aval d'une colline basse dans une région présentant une topographie régulière.

Le site destiné pour la réalisation d'un bâtiment en R+9+1SS à Annaba s'étend sur un terrain localement plat après aménagement, ou la stabilité ne présente aucun doute.

➤ Sur le plan lithologique :

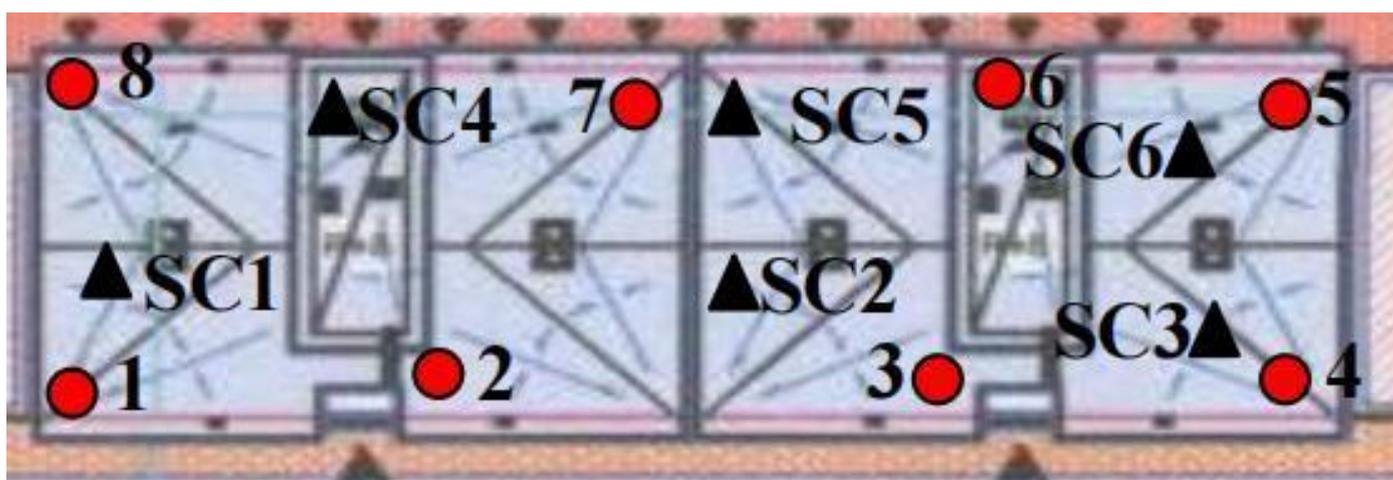
Une lithologie constituée de haut en bas partiellement par un dépôt superficielle d'alluvions anciennes couvriront un terrain naturelle de socle métamorphique de micaschiste et gneiss compacte à induré.

➤ Elaboration de la coupe géotechnique :

Le sol sous-jacent du site est classé comme un sol de catégorie S3 selon la réglementation RPA99/2003, avec une contrainte admissible de 2.52 bars et un tassement maximal de 2.41 cm."

Désignation		Caractéristiques physiques				Caractéristiques physiques			
Sg n°	profondeur (m)	W (%)	$\gamma(t/m^2)$	$\gamma_d(t/m^2)$	Sr (%)	Cu (bar)	$\Psi(^{\circ})$	Cc (%)	Cg (%)
Sg 1	3 / 4	14.52	1.58	1.81	48	0.408	23	18.2	2.6
	4 / 5	14.19	1.56	1.81	34	0.839	28	14.7	1.9
Sg 2	3 / 4	15.73	1.79	1.57	37	0.524	26	15	2
	4/5	15.78	1.82	1.57	39	0.634	24	14.9	2.1

Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques du sol.



● Sondage carottés

▲ Essais de pénétration

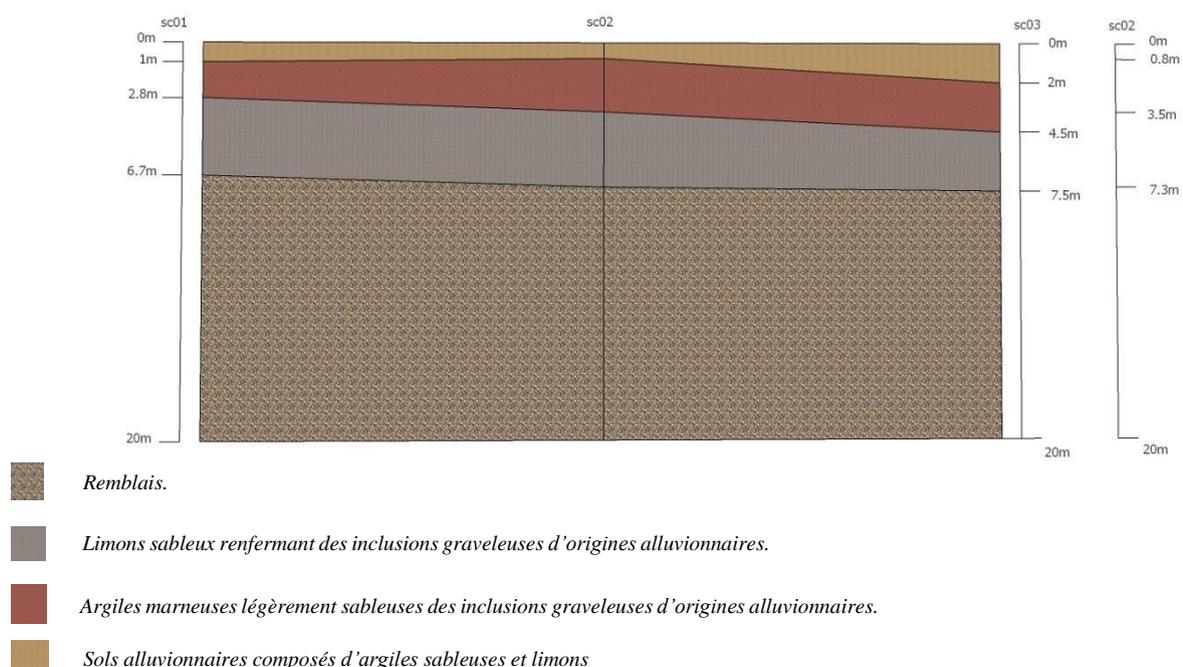


Figure II.3 : Coupes de Sandage du sol.

II.4. Règlements suivis :

- DTR BC-2.48 : RPA99/Version2003 (Règles parasismiques algériennes).
- BAEL91 : Béton armé aux états limites (JEAN PERCHAT), (JEAN ROUX).
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- DTR BC-2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé (CBA93)
- RPA99 VERSION 2003.
-

II. 5. Logiciels utilisés :

- AUTOCAD 2012: Dessin et conception des plans.
- AUTODESK ROBOT 2015: Analyse de la structure. Calcul des efforts internes.
- AUTODESK EXPERT: Calcul de ferrailage.
- SKETCH UP 2018 : Dessin 3D.
- WORD 2010 : Traitement de texte.
- EXCEL 2010 : Calcul des masses et des rigidités.

III. Pré-dimensionnement des éléments :

Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement consiste à calculer les dimensions des divers éléments de la structure de manière à ce qu'ils puissent résister aux différentes forces et contraintes qui leur sont imposées.

III.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Ces éléments sont composés de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Treillis soudé.

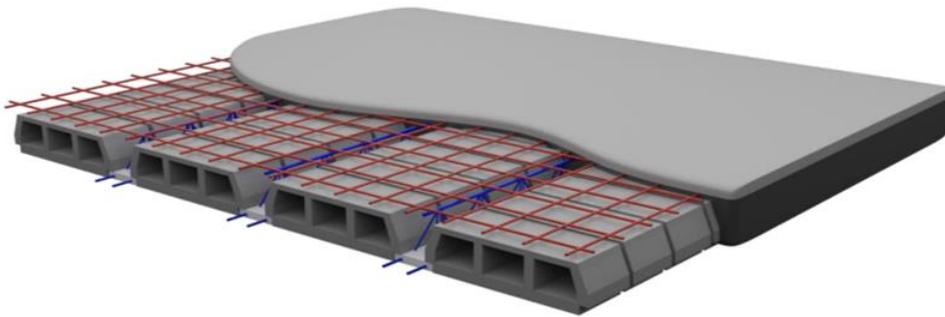


Figure III.1: Vue en 3D plancher corps creux.

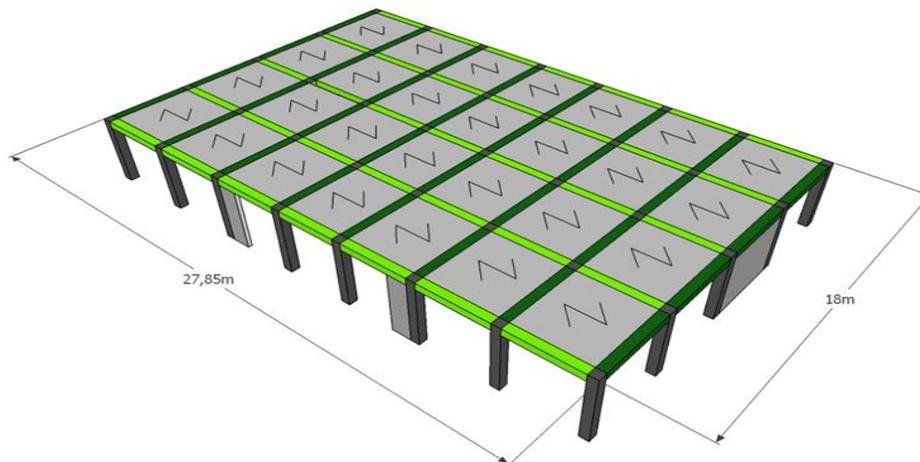


Figure III.2: Sens porteurs.

Le pré-dimensionnement est basé sur le critère de la rigidité : $h \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec: $L_{max}=4m$.

$$h \geq \frac{4}{22.5} = 0.18cm$$

Donc : On adopte un plancher de $h_t = 20cm$ (16+4)

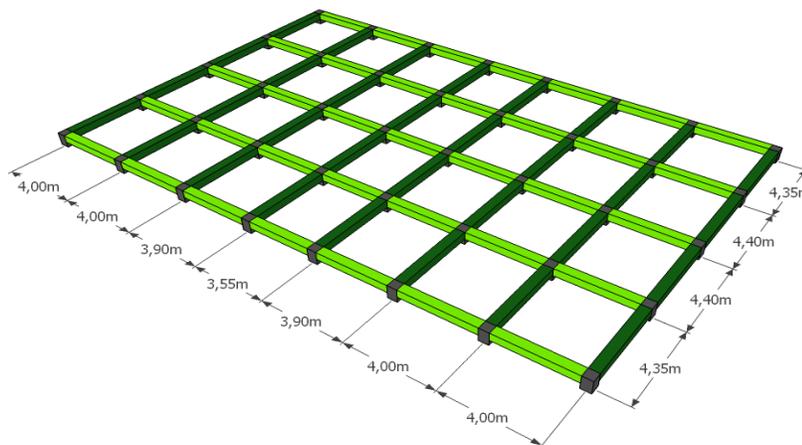
Vérification :

Épaisseur	Résistance au feu (BAEL91)	Isolation phonique	Observation (CBA93)
16 + 4 cm	e=20cm > 17.5cm	e=20cm > 13cm	Condition vérifiée

Table III.1: Vérification des conditions.

III.2. Pré-dimensionnement des poutres:

Une poutre est un élément de construction largement utilisé dans divers types de structures, caractérisé par une longueur nettement supérieure à ses autres dimensions.



■ Les poutres secondaires

■ Les poutres principales

Figure III.3: Vue en 3D des poutres principales et secondaires.

III.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :

La longueur moyenne des portées : $l_{moyenne} = \sqrt[n]{l_1 \times l_2 \times \dots \times l_n}$

$$l_{moyenne} = \sqrt[4]{3.9 \times 3.9 \times 3.85 \times 3.85} = 3.87m$$

	BAEL 91		RPA99 /V2003			
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b	Après calcul
POUTRE PRINCIPALE $l_{moyenne}=3.87m$	$L/20 \leq h \leq L/15$ $19.35 \leq h \leq 25.8$ 40 cm	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $7.5 \leq b \leq 17.5$ 30 cm	$H \geq 30cm$	$B \geq 20cm$	$h/b \leq 4$	$b = 30cm$ $h = 40cm$

Table III.2: Pré-dimensionnement des poutres principales.

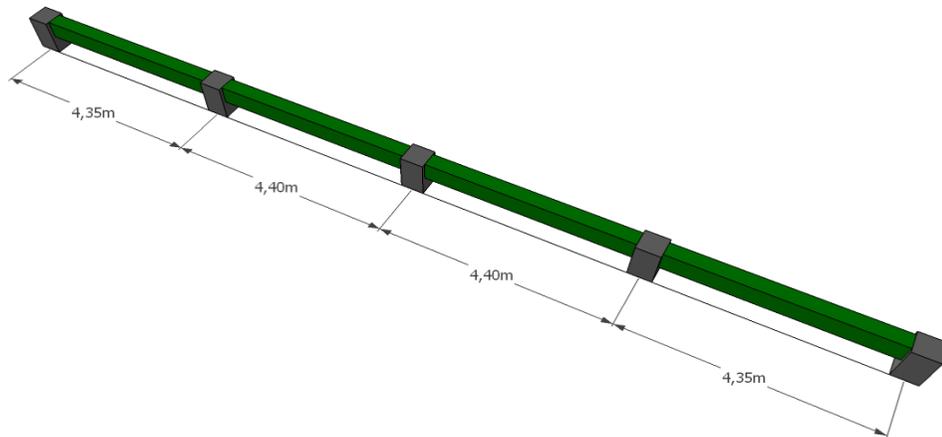


Figure III.4 : Vue en 3D poutre principale.

III.2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

$$l_{moyenne} = \sqrt[3]{3.5 \times 3.5 \times 3.5 \times 3.5 \times 3.4 \times 3.4 \times 3.05} = 3.4m$$

	BAEL 91		RPA9 /V200 9 3			
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b	Après calcul
POUTRE PRINCIPALE $l_{moyenne}=3.4$	$L/20 \leq h \leq L/15$ $19.35 \leq h \leq 25.8$ 40 cm	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $7.5 \leq b \leq 17.5$ 30 cm	$H \geq 30cm$	$B \geq 20cm$	$h/b \leq 4$	$b = 30cm$ $h = 40cm$

Table III.3: Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

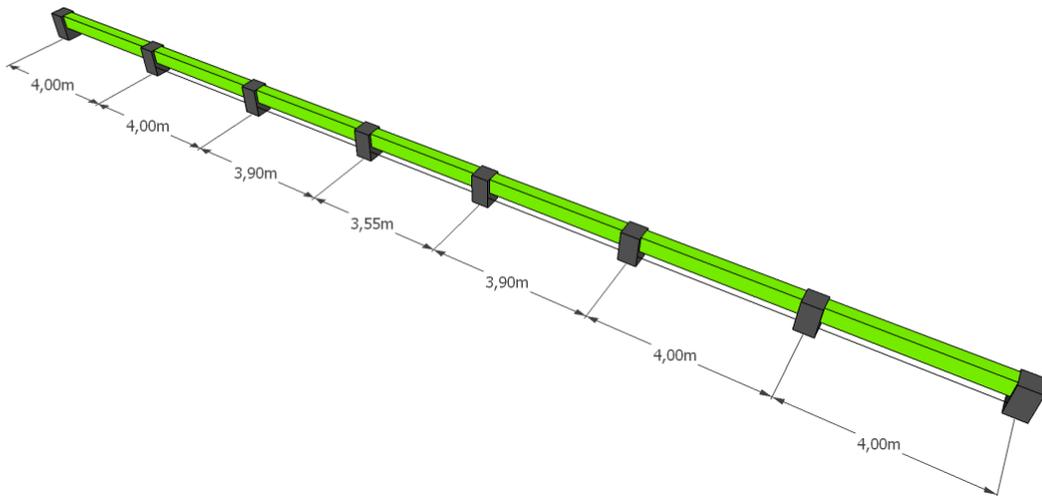


Figure III.5 : Vue en 3D poutre secondaire.

III.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, conçus pour transmettre les charges aux fondations. Leur pré-dimensionnement est réalisé en considérant la compression centrée selon les règles du **CBA93 (Article B.8.1)**. Après avoir vérifié la résistance à la compression, ces poteaux doivent également satisfaire aux critères de stabilité de forme prescrits par le RPA.

La surface revenant au poteau le plus sollicité est :

$$S = \left(\frac{4.4}{2} + \frac{4.4}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = 17.6m^2$$

$$S = 17.6 \times 1.1 = 19.36m^2$$

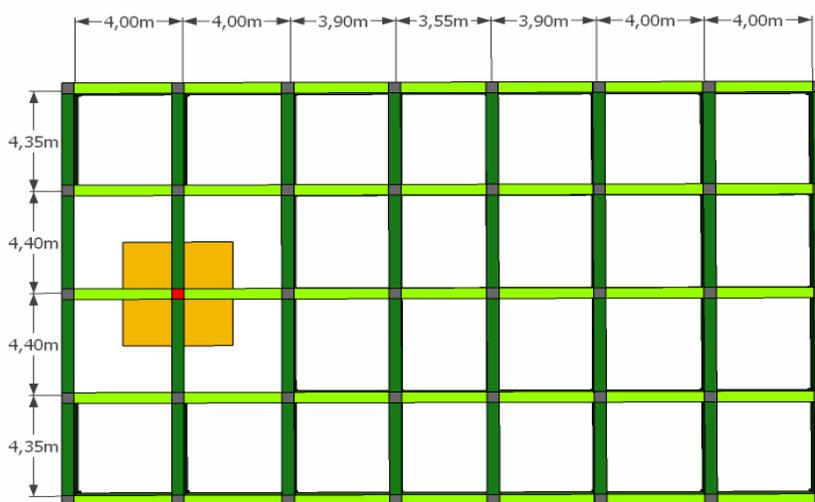


Figure III.6 : Poteau le plus sollicité.

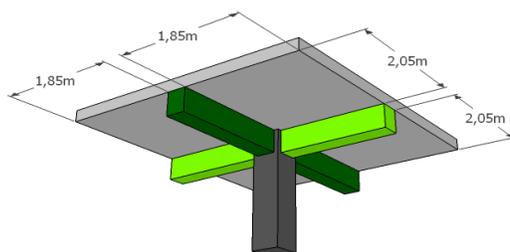


Figure III.7 : Vue en 3D du poteau le plus sollicité.

III.4. Calcul des charges permanentes :

D'après le DTR :	étage	Terrasse	Palier	palliasse	Mur	balcon
Charge permanente (KN/m²)	5.18	6.62	5.25	8.25	2.81	7.36
Charge d'exploitation	Table III.6	1	2.5	2.5	/	3.5

Table III.4 : Charges permanentes des éléments.

	terrasse			sous-sol+	RDC+	étage
	G (KN/m ²)	S (m ²)	NG (kN)	G (KN/m ²)	S (m ²)	NG (kN)
PLANCHER CORPS CREUX	6.62	19.36	128.16	5.18	19.36	100.285
Poutre principale	25	0.12	13.2	25	0.12	13.2
Poutre secondaire	25	0.12	12	25	0.12	12
TOTALE			153.36			125.485

Table III.5 : Charges permanentes revenant aux poteaux.

III.5. Calcul des charges d'exploitation :

	charge q (KN/m ²)	∑ Surcharges	∑ Surcharges (KN/m ²)	surface (m ²)	Nq
terrasse	1	∑0=Q0	1	19,36	19,36
9	1,5	∑1=Q0 + Q1	2,5	19,36	48,4
8	1,5	∑2=Q0 + 0,95(Q1+Q2)	3,85	19,36	74,536
7	1,5	∑3=Q0 + 0,90(Q1+Q2+Q3)	5,05	19,36	97,768
6	1,5	∑4=Q0 + 0,85(Q1+Q2.....+Q4)	6,1	19,36	118,096
5	1,5	∑5=Q0+0,80(Q1+Q2.....+Q5)	7	19,36	135,52
4	1,5	∑6=Q0+0,75(Q1+Q2.....+Q6)	7,75	19,36	150,04
3	1,5	∑7=Q0+0,71(Q1+Q2.....+Q7)	8,45	19,36	163,592
2	2,5	∑8=Q0+0,67(Q1+Q2.....+Q8)	9,84	19,36	190,502
1	2,5	∑9=Q0+0,65(Q1+Q2.....+Q9)	11,23	19,36	217,412
Rdc	4	∑10=Q0+0,64(Q1+Q2.....+Q10)	13,48	19,36	260,972
ss	2,5	∑11=Q0+0,63(Q1+Q2.....+Q11)	14,86	19,36	287,689

Table III.6 : Dégression des charges d'exploitation.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	NG (kN)	NG cumulé	NQ cumulé	NU (kN)	Br (cm ²)	A = B	A x B
terrasse	153,36	153,36	19,36	250,5509	163,0813	12,77033	45× 45
9	125,485	272,695	48,4	484,8121	310,1974	17,61242	45× 45
8	125,485	398,18	74,536	714,2817	454,3043	21,31441	45× 45
7	125,485	523,665	97,768	938,9597	595,4021	24,40086	45× 45
6	125,485	649,15	118,096	1158,846	733,4907	27,08303	45× 45
5	125,485	774,635	135,52	1373,941	868,5703	29,47152	45× 45
4	125,485	900,12	150,04	1584,244	1000,641	31,63291	45× 45
3	125,485	1025,605	163,592	1792,95	1131,708	33,64087	45× 45
2	125,485	1151,09	190,5024	2023,698	1276,617	35,72978	45× 45
1	125,485	1276,575	217,4128	2254,445	1421,527	37,70314	45× 45
RDC	125,485	1402,06	245,872	2487,748	1583,688	39,79558	45× 45
SS	125,485	1527,545	269,4912	2713,065	1728,397	41,574	45× 45

Table III.7 : Section transversale des poteaux

- $Br = 0.628Nu$ (cm²)
- $Nu = 1,1$ (1,35G+1,5Q)

III.6. Pré-dimensionnement des voiles:

Les voiles ont deux fonctions principales : ils assurent la stabilité latérale de la structure en résistant aux forces horizontales telles que les séismes, et ils supportent une partie des charges verticales qu'ils transmettent aux fondations.

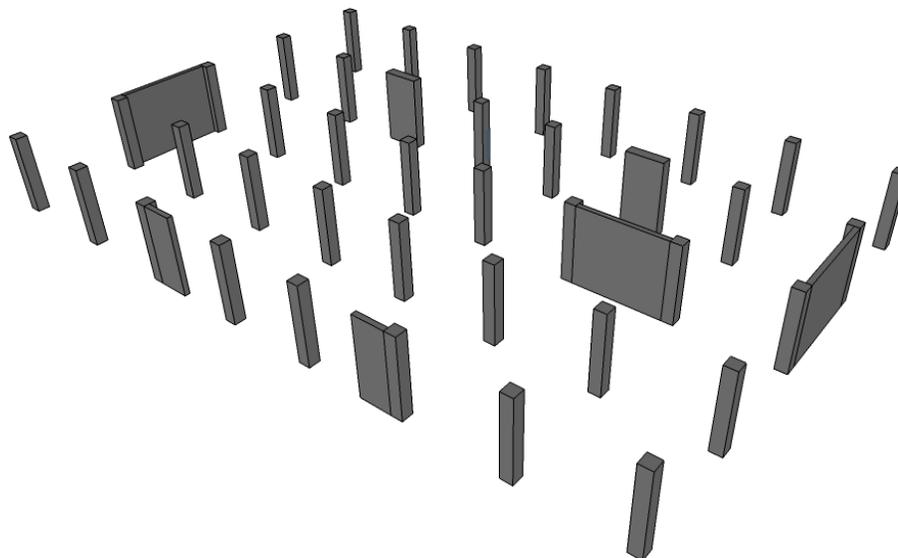


Figure III.8 : Vue en 3D disposition des voiles.

L'épaisseur de voiles est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq (15\text{cm} ; h/25 ; h/22 ; h/20)$$

- e : épaisseur du voile.
- he : hauteur d'étage.
- h : hauteur libre d'étage.

	he (cm)	h (cm)	$e \geq h/25$ (cm)	$e \geq h/22$ (cm)	$e \geq h/20$ (cm)	e min RPA (cm)
Sous-sol	3.91	3.51	0.14	0.16	0.18	0.15
Rdc	4.08	3.68	0.15	0.17	0.18	0.15
1er	3.4	3	0.12	0.13	0.15	0.15
Étage courant	3.06	2.66	0.11	0.12	0.13	0.15

Table III.8 : Pré-dimensionnement des voiles.

Pour uniformiser l'épaisseur du voile sur la hauteur du bâtiment on prend pour tous les niveaux une épaisseur $e = 20$ cm.

Vérification:

On doit vérifier que : $L_{min} \geq 4e$.

On a: $L_{min} = 260$ cm.

Alors: $L_{min} = 260 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

III.7. Calcul de la masse des éléments de la structure :

Eléments	Lois
Panneau	$G_{\text{panneaux}} \times L_x \times L_y$
Murs	$G_{\text{murs}} \times L \times h_{\text{mur}}$
Poteaux	$\gamma b \times b \times h$
Poutres	$\gamma b \times b \times h$
Dalle pleine balcon	$G_{\text{panneaux}} \times L_x \times L_y$
Voiles	$\gamma b \times e \times h_{\text{voil}} \times L$

Table III.9 : Lois de calcul des masses.

Panneau	X(m)	Y(m)	Masse(t)
1	3,25	3,45	6,525
2	7,25	3,45	6,525
3	11,2	3,45	6,361875
4	14,925	1,25	0,332813
5	14,175	2,35	0,812813
6	16,575	0,925	0,079688
7	14,925	2,865	4,033688
8	18,65	3,425	6,361875
9	22,6	3,45	6,525
10	26,6	3,45	6,525
11	3,25	7,825	6,6
12	7,25	7,825	6,6
13	11,2	7,825	6,435
14	14,925	5,7625	0,366094
15	13,975	6,75	1,051875
16	14,925	8,79	3,168375
17	14,85	6,75	0,19125
18	18,65	7,825	6,435
19	22,6	7,825	6,6
20	26,6	7,825	6,6
21	3,25	12,225	6,6
22	7,25	12,225	6,6
23	11,2	12,225	6,435
24	14,925	12,225	5,8575
25	18,65	12,225	6,435
26	22,6	12,225	6,6
27	26,6	12,225	6,6
28	3,25	18,65	0,375
29	3,565	18,85	0,816563
30	3,25	16,475	6,15
31	1,375	18,2	0,060938
32	7,25	16,6	6,525
33	11,2	16,6	6,361875
34	18,65	16,6	6,361875
35	22,6	16,6	6,525
36	26,6	18,65	0,375
37	26,275	18,85	0,816563
38	26,6	16,475	6,15
39	28,725	18,2	0,060938
40	6,925	19,225	5,790938
41	20,48	19,225	5,790938
Totale =	185,4185(t)		

Table III.10 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des planchers

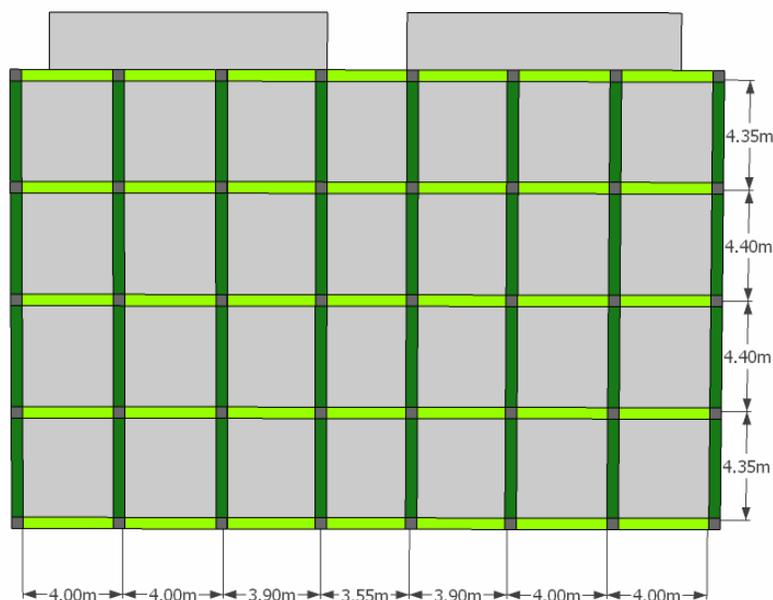


Figure III.9: Vue 2D du planche

Mures	x(m)	Y(m)	Masse(t)	Mures	x(m)	Y(m)	Masse(t)
1	2,15	1,425	0,15548	32	20,475	19,6	0,82992
2	2,925	3,465	3,409588	33	24,225	19,475	1,00282
3	4,25	1,425	0,94302	34	22,35	20,075	1,7446
4	7,25	1,425	1,7446	35	14,925	18,85	1,36422
5	11,85	1,425	0,84552	36	18,125	18,875	2,38602
6	13,3	3,23	2,337608	37	25,175	18,875	0,44954
7	13,275	7,68	1,76358	38	26,1	18,875	0,14352
8	13,275	9,08	0,13156	39	26,75	18,875	0,06916
9	13,275	9,68	0,13832	40	16,55	16,32	2,648828
10	3,25	9,93	2,4206	41	26,925	16,32	3,409588
11	5,95	9,93	0,62244	42	27,7	14,205	0,26988
12	8,15	9,93	1,17572	43	15,575	13,375	1,14114
13	11,225	9,93	2,38602	44	16,55	12,805	1,76358
14	0,15	12,205	2,5935	45	16,55	10,98	0,13156
15	13,275	12,805	1,76358	46	16,55	10,38	0,06916
16	13,275	11,06	0,13156	47	18,625	10	2,38602
17	13,275	10,38	0,06916	48	21,7	10,145	1,17572
18	13,275	16,545	2,648828	49	23,91	10,145	0,62244
19	2,15	15,33	0,26988	50	26,6	10	2,4206
20	2,925	16,545	3,409588	51	16,575	9,68	0,13832
21	3,1	18,875	0,06916	52	16,575	9,03	0,13156
22	3,75	18,875	0,14352	53	16,575	7,205	1,76358
23	4,675	18,875	0,44954	54	28,7	7,855	2,66266
24	9,6	18,875	0,13832	55	27,7	5,805	0,26988
25	11,2	18,875	1,0608	56	18	1,125	0,84552
26	12,825	18,875	0,1729	57	22,6	1,125	1,7446
27	5,625	19,475	1,00282	58	25,825	1,125	0,94302
28	7,25	20,075	1,7446	59	16,55	3,465	2,648828
29	9,375	19,6	0,82992	60	27,05	3,465	3,409588
30	13,2	19,6	0,82992	61	14,325	2,474	0,2951
31	16,65	19,6	0,82992	62	14,925	2,475	0,82992
Totale =	75,94(t)						

Table III.11 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des murs.

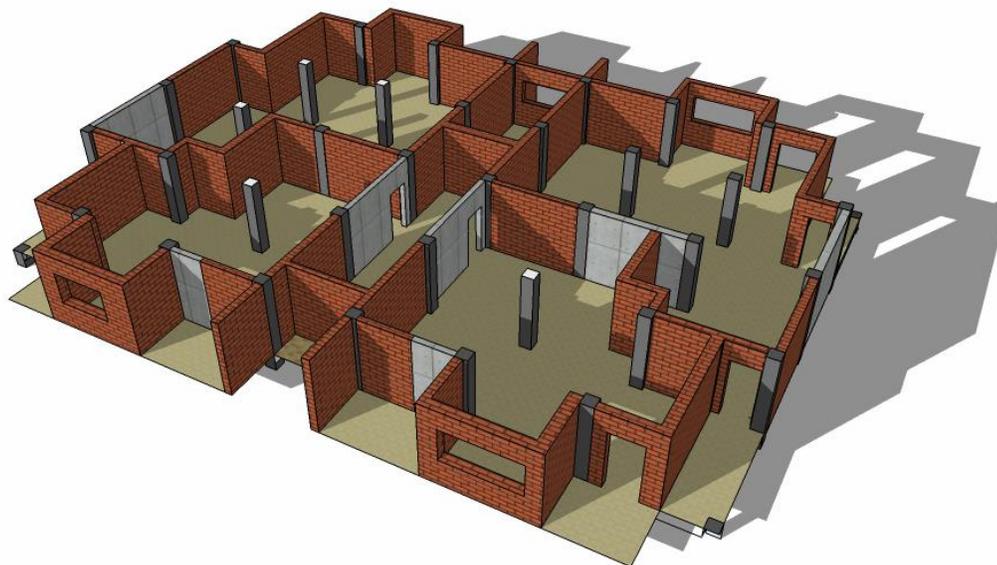


Figure III.10 : Vue en 3D pour la maçonnerie.

Poteau	x(m)	Y(m)	Masse(t)	Poteau	x(m)	Y(m)	Masse(t)
1	1,225	1,225	1,549125	20	13,125	9,975	1,549125
2	5,225	1,225	1,549125	21	16,675	9,975	1,549125
3	9,225	1,225	1,549125	22	20,575	9,975	1,549125
4	13,125	1,225	1,549125	23	24,575	9,975	1,549125
5	16,675	1,225	1,549125	24	28,575	9,975	1,549125
6	20,575	1,225	1,549125	25	1,225	14,375	1,549125
7	24,575	1,225	1,549125	26	5,225	14,375	1,549125
8	28,575	1,225	1,549125	27	9,225	14,375	1,549125
9	1,225	5,575	1,549125	28	13,125	14,375	1,549125
10	5,225	5,575	1,549125	29	16,675	14,375	1,549125
11	9,225	5,575	1,549125	30	20,575	14,375	1,549125
12	13,125	5,575	1,549125	31	24,575	14,375	1,549125
13	16,675	5,575	1,549125	32	28,575	14,375	1,549125
14	20,575	5,575	1,549125	33	1,225	18,725	1,549125
15	24,575	5,575	1,549125	34	5,225	18,725	1,549125
16	28,575	5,575	1,549125	35	13,125	18,725	1,549125
17	1,225	9,975	1,549125	36	16,675	18,725	1,549125
18	5,225	9,975	1,549125	37	24,575	18,725	1,549125
19	9,225	9,975	1,549125	38	28,575	18,725	1,549125
Totale =	58,87(t)						

Table III.12 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des poteaux.

Voiles	x(m)	Y(m)	Masse(t)	Voiles	x(m)	Y(m)	Masse(t)
1	9,75	1,1	1,9125	5	28,45	11,95	5,7375
2	19,735	1,1	1,9125	6	8,55	14,03	4,896
3	1,1	7,55	5,8905	7	25,35	14,03	4,896
4	22,75	8,905	2,40975				
Totale =	27,65(t)						

Table III.12 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des voiles.

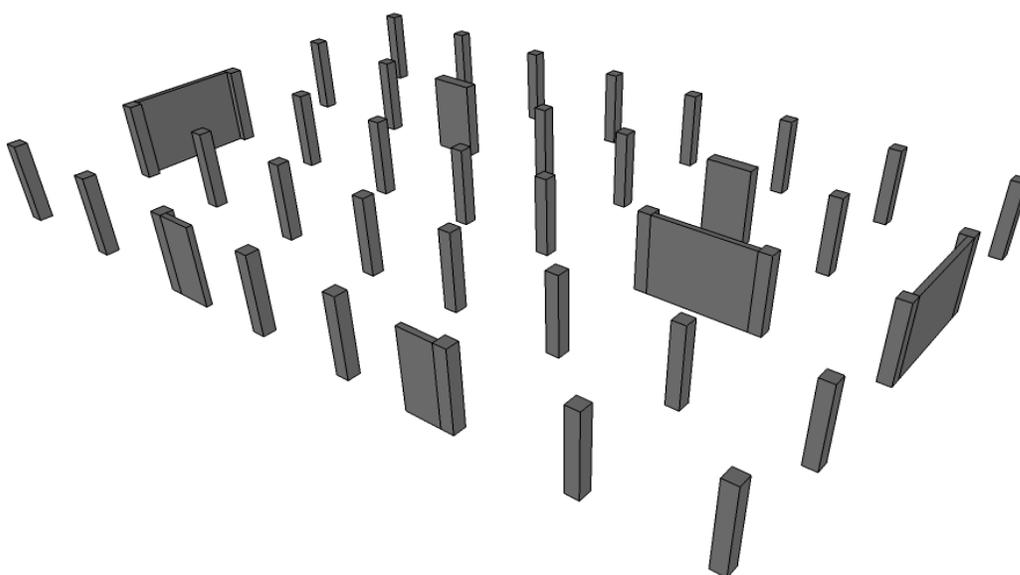


Figure III.11:Vue en 3D pour les voiles et poteaux.

Poutre	x(m)	Y(m)	Masse(t)	sence	Poutre	x(m)	Y(m)	Masse(t)	sence
1	9,75	1,15		P	9	14,675	1,15	S	S
2	9,75	5,15		P	10	14,675	15,5	S	S
3	9,75	9,15		P	11	14,675	19,9	S	S
4	9,75	13,05		P	12	14,675	24,3	S	S
5	9,75	16,6		P	13	14,675	28,65	S	S
7	9,75	20,5		P					
8	9,75	24,5		P					
Totale =	83,03(t)								

Table III.13 : Calcul de masse et coordonnées géométriques des poutre.

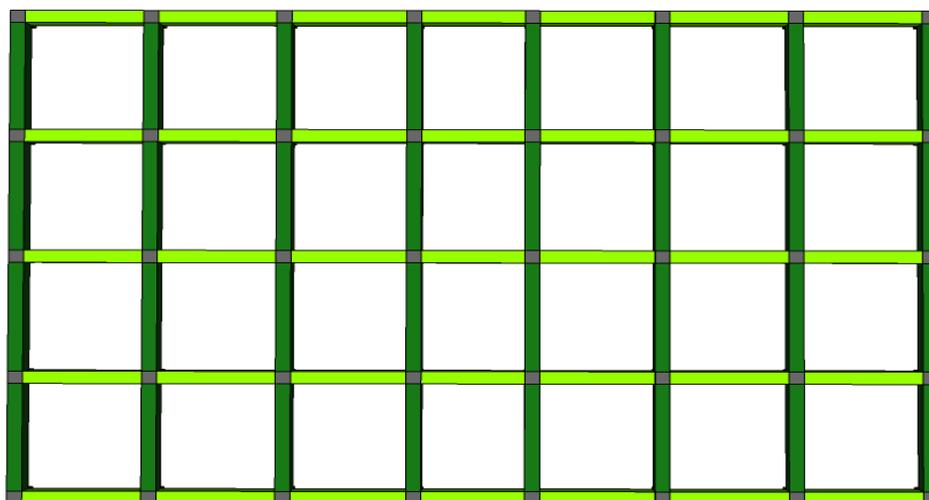


Figure III.12 : Vue en 2D pour les poutres principales est les poutres secondaires.

III.8. Calcul du centre de masse (Xm, Ym) :

	planchers	poteaux	Poutres	Voiles	Murs
$\sum M_i \times X_i$ (t × m)	5068,23	877,12	1011,54	446,90	1137,01
$\sum M_i$ (t)	185,4185	58,87	83,03	27,65	75,94

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad X_m = 19,82m$$

	planchers	poteaux	Poutres	Voiles	Murs
$\sum M_i \times Y_i$ (t × m)	3501,36	560,09	1356,99	276,08	837,38
$\sum M_i$ (t)	185,4185	58,87	83,03	27,65	75,94

$$Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad Y_m = 15,16m$$

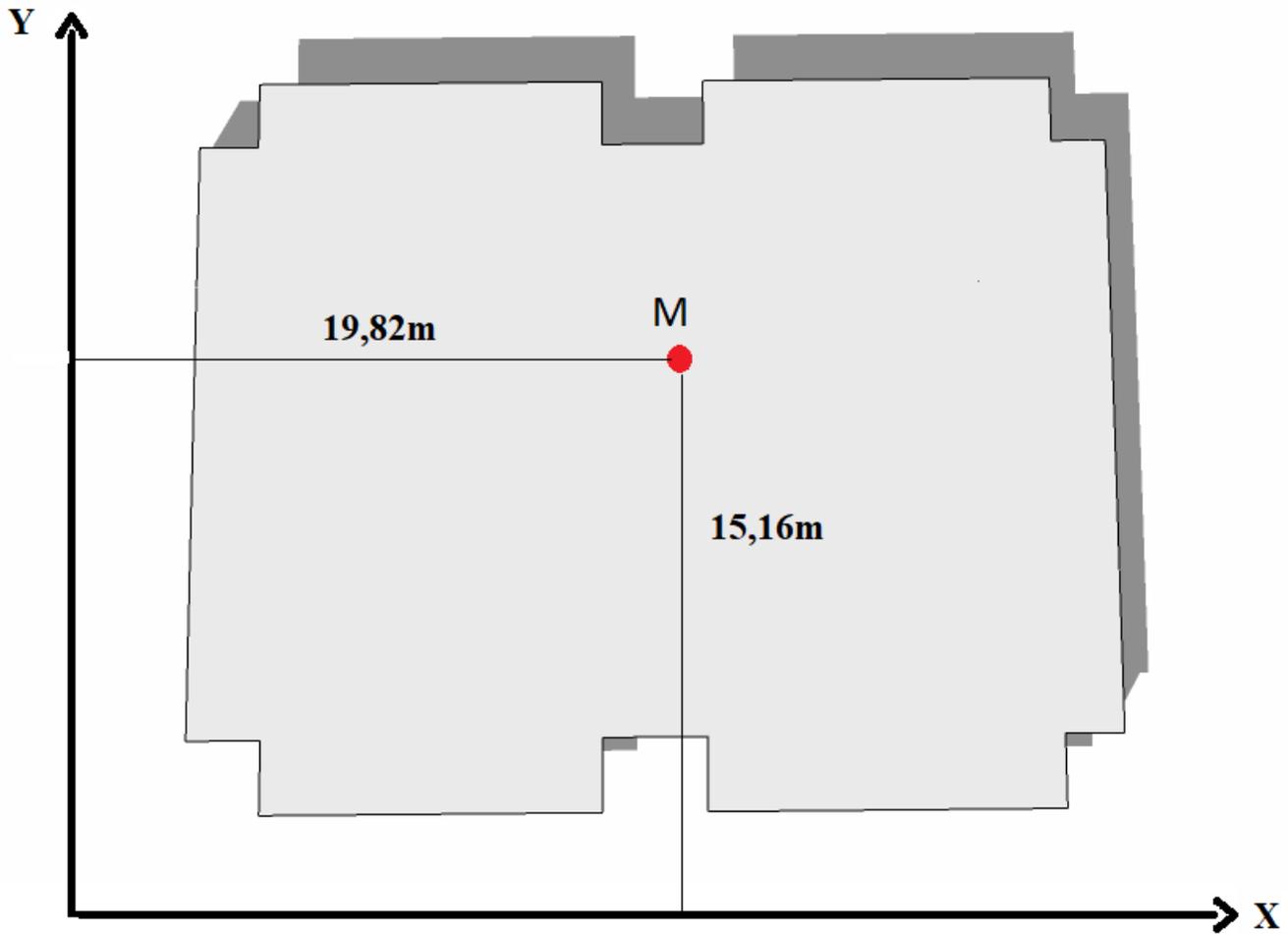


Figure III.13 : Point du centre de masse.

IV. Ferrailage des éléments non structuraux :

IV.1. Etude d'escaliers :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton arme coulés sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu préjudiciables.

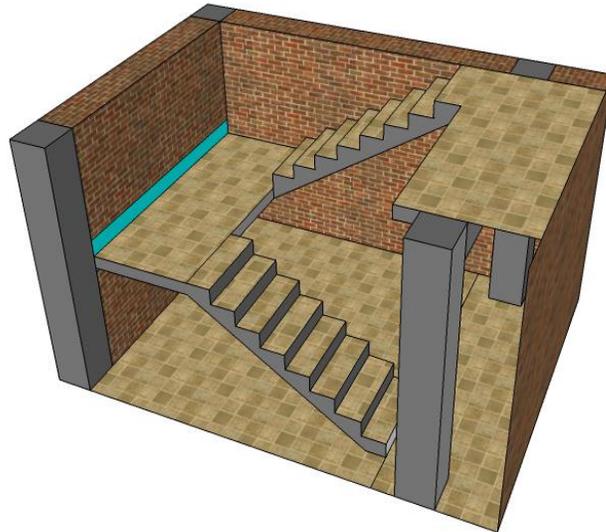


Figure IV. 1 : Vue 3D de l'escalier.

.IV.1.1. Schéma statique :

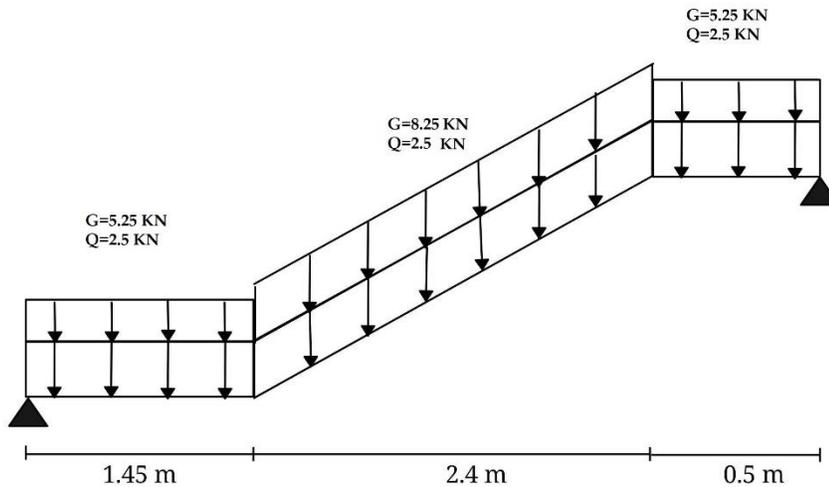


Figure IV. 2 : Les charges et les surcharges de calcul.

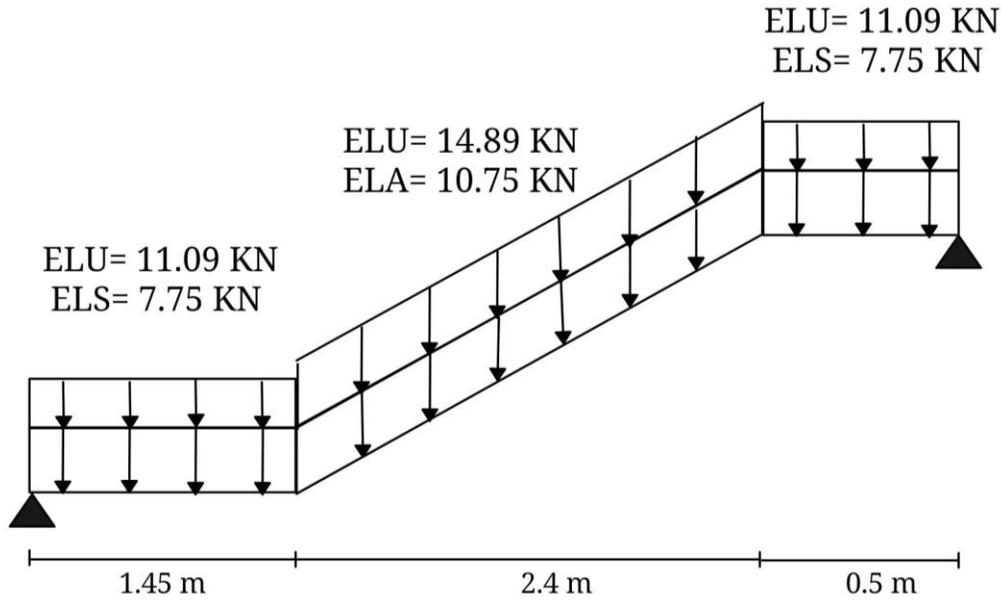


Figure IV. 3 : Combinaison des charges.

IV.1.2. calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Nous avons utilisé un logiciel de calcul (robot structural analysis professionnel) pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Moment fléchissant

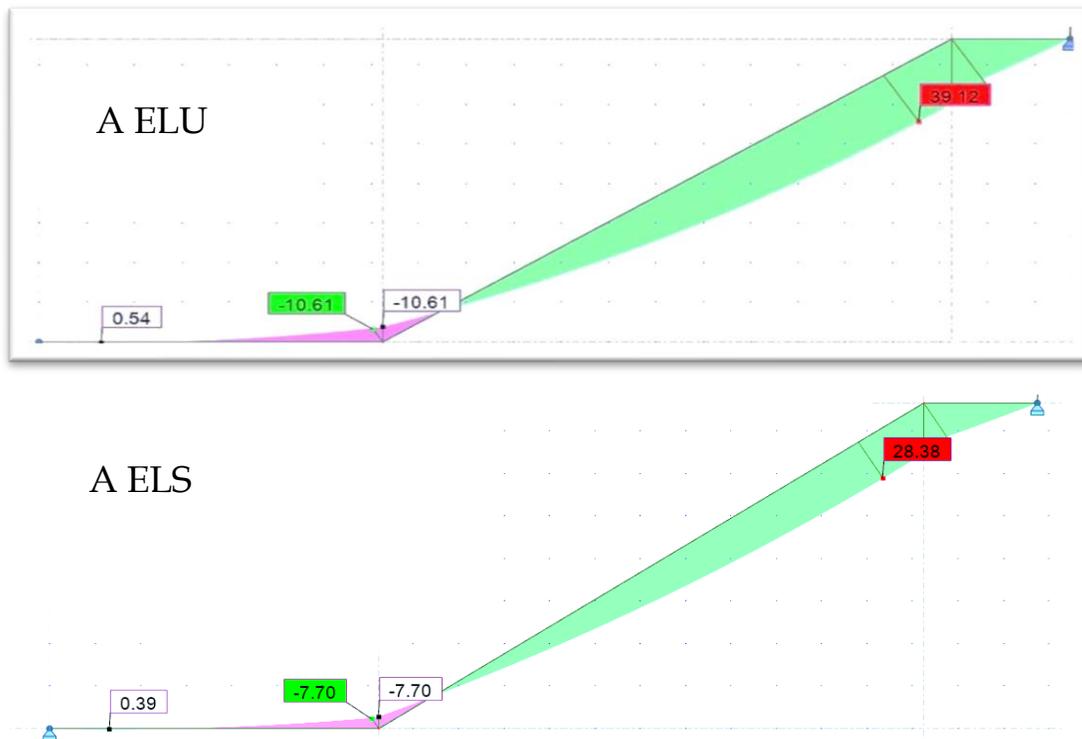


Figure IV. 4 : Diagrammes des moments fléchissant.

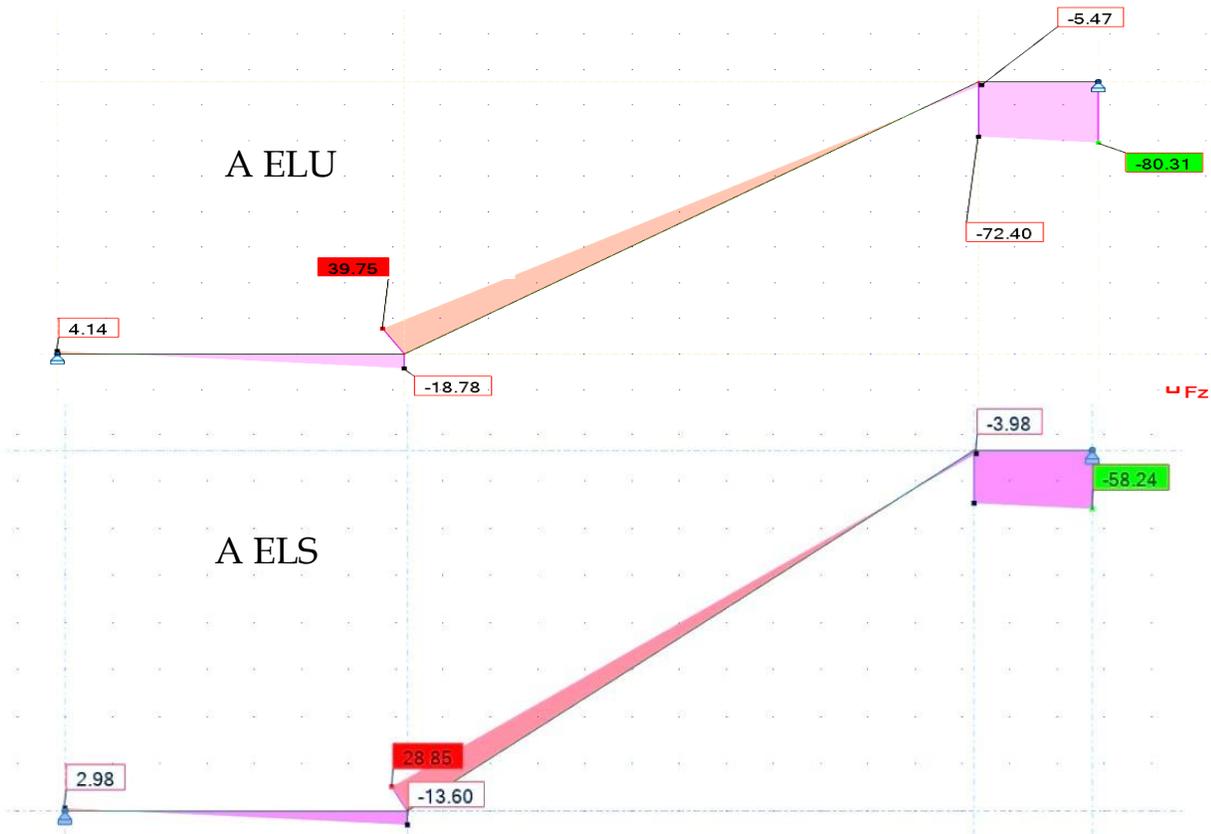


Figure IV.5 : Diagrammes des efforts tranchants.

IV.1.3.Ferrailage :

	Armateurs longitudinales					Armatures transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (cm ²)	St (cm)	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (cm ²)	St (cm)
Travée	8,23	5HA16	10,05	1,53	20	2,51	5HA10	3,93	1,57	20
Appuis	1,53	4HA10	3,14	1,57	20	0,79	5HA10	3,93	1,57	20

Tableau IV. 1 : Calcul des armatures.

IV.1.4. Vérification des contraintes:

vérification		Condition	Résultats	Op												
Cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$ $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_u = 0,64 \text{ mpa}$ $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa}$	CV												
Contrainte maximale de compression Du béton a l'ELS	$\frac{by^2}{2} + \eta(A + \lambda)y - \eta(Ad - \lambda d) = 0$ $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + \lambda_s(d - y)^2].$ $K = \frac{M_s}{I}$ $\sigma_{bc} = k * y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">Travée</td> <td style="text-align: center;">appuis</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Y=5,05</td> <td style="text-align: center;">y=3,13</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">I= 15056,85</td> <td style="text-align: center;">I=6087,13</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">K=188,48</td> <td style="text-align: center;">k=139,87</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa}$</td> <td style="text-align: center;">$\bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ mpa}$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\sigma_{bc} = 9,52 \text{ mpa}$</td> <td style="text-align: center;">$\sigma_{bc}=4,38 \text{ mpa}$</td> </tr> </table>	Travée	appuis	Y=5,05	y=3,13	I= 15056,85	I=6087,13	K=188,48	k=139,87	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa}$	$\bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ mpa}$	$\sigma_{bc} = 9,52 \text{ mpa}$	$\sigma_{bc}=4,38 \text{ mpa}$	CV
Travée	appuis															
Y=5,05	y=3,13															
I= 15056,85	I=6087,13															
K=188,48	k=139,87															
$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa}$	$\bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ mpa}$															
$\sigma_{bc} = 9,52 \text{ mpa}$	$\sigma_{bc}=4,38 \text{ mpa}$															
Vérification des contraintes dans l'acier	$\sigma_s = \frac{15Mser}{I} (d - y1)$ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{1.15}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">Travée</td> <td style="text-align: center;">appuis</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\bar{\sigma}_s = 347,82$</td> <td style="text-align: center;">$\bar{\sigma}_s = 347,82$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\sigma_s = 238,91$</td> <td style="text-align: center;">$\sigma_s = 227,38$</td> </tr> </table>	Travée	appuis	$\bar{\sigma}_s = 347,82$	$\bar{\sigma}_s = 347,82$	$\sigma_s = 238,91$	$\sigma_s = 227,38$	CV						
Travée	appuis															
$\bar{\sigma}_s = 347,82$	$\bar{\sigma}_s = 347,82$															
$\sigma_s = 238,91$	$\sigma_s = 227,38$															

Tableau IV. 2 : Vérification des contraintes.

APPUIS Ms=0,3M_{MAX}

Travée Ms=0,85M_{MAX}

IV.1.5. Diagrammes des contraintes:

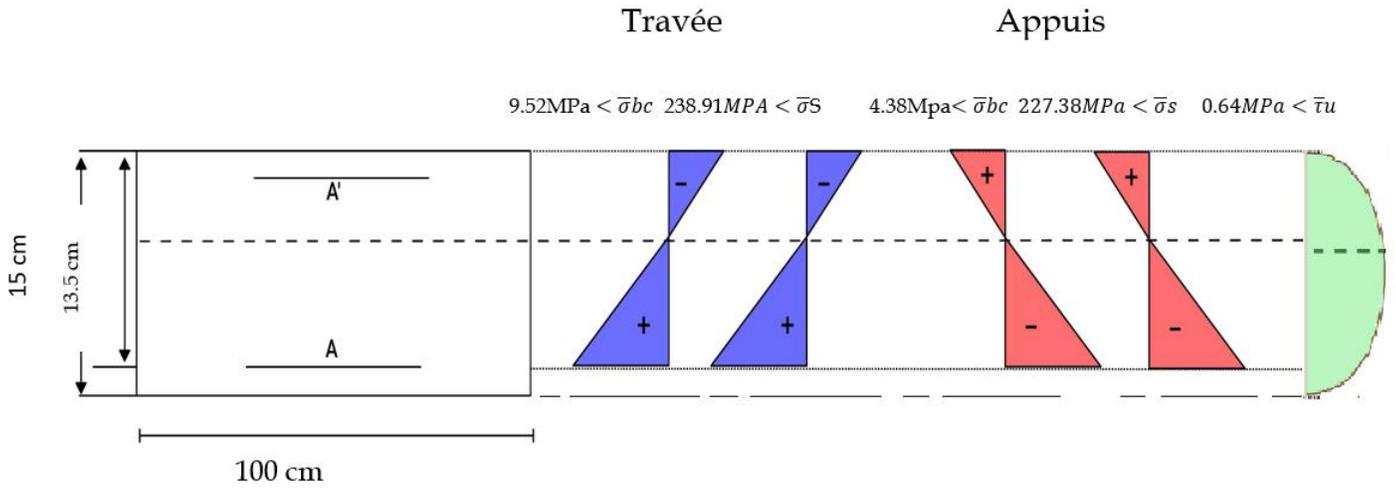


Figure IV. 6 : Vérification des contraintes.

IV.1.6. Schéma de ferrailage :

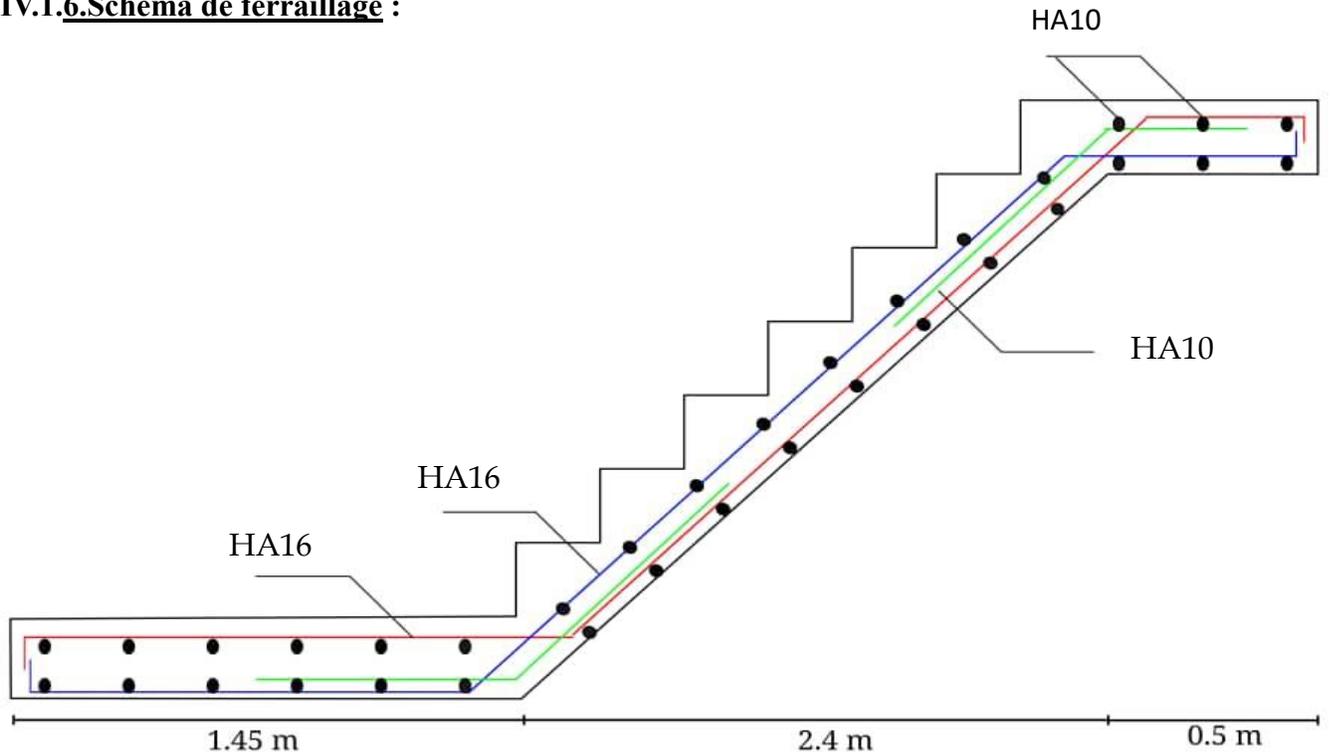


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage escaliers 2D.

IV.2. Etude de la poutre palière :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 3.10 m.

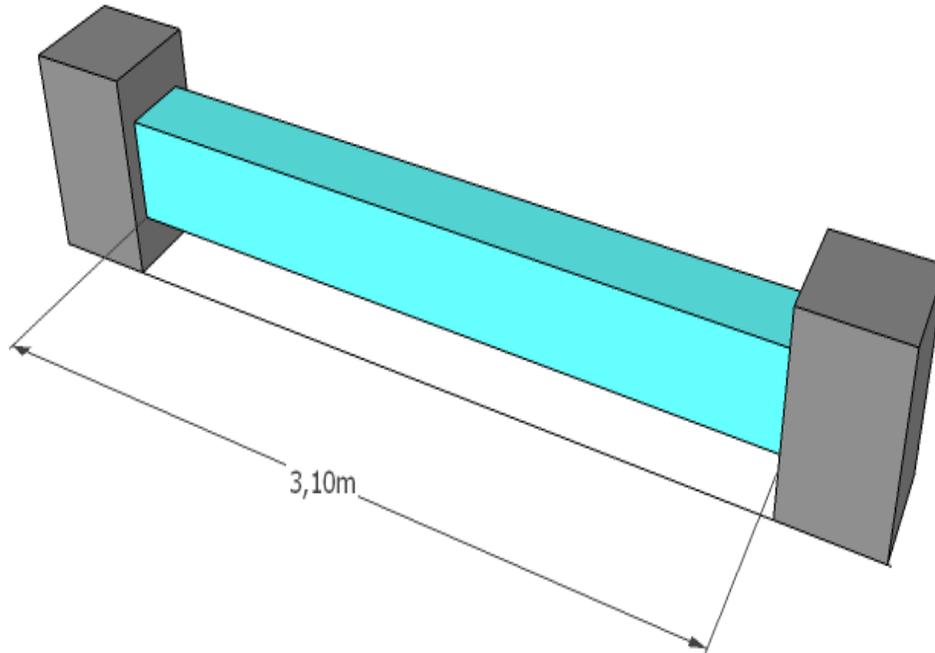


Figure IV. 8 : Vue en 3D de la poutre palière.

IV.2.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

BAEL91		RPA2003		
Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
$L/15 \leq h \leq L/10$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30\text{cm}$	$b \geq 20\text{cm}$	$4 \geq h/b$
$20,67 \leq h \leq 31$	$6,20 \leq b \leq 21,70$	Vérifier	Vérifier	Vérifier
40cm	30cm			

Tableau IV. 3 : Pré-dimensionnement de la poutre palière.

IV.2.2. Schéma statique :

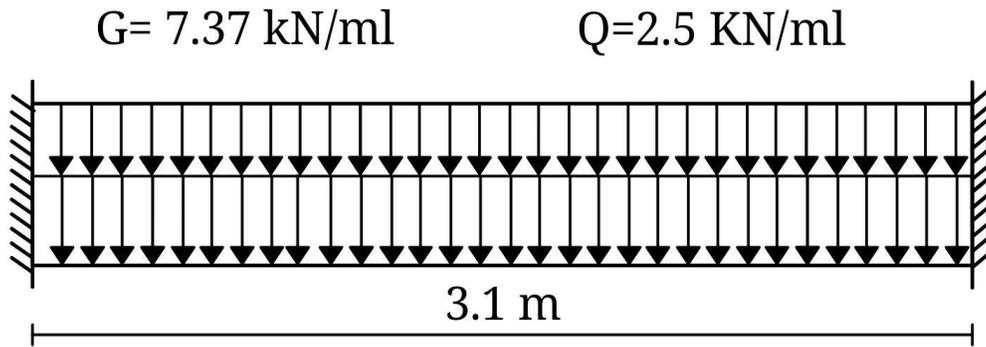


Figure IV. 9 : Les charges et les surcharges de calcul.

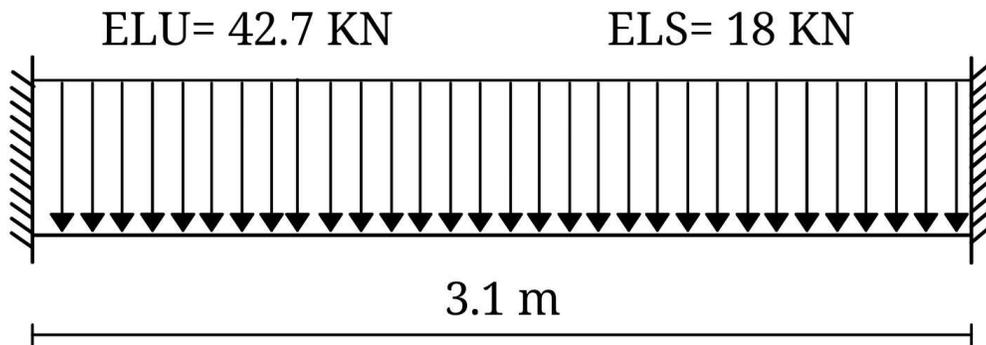


Figure IV.10 : Combinaison des charges.

- $G = (25 \times 0,3 \times 0,4) + (2,85 \times 1,53) = 7,37 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- $R_u = 32,75 \text{ kN}$
- $R_s = 11,10 \text{ kN}$
- $q_u = 1,35G + 32,75 = 42,7 \text{ kN/ml}$
- $q_s = G + 11,10 = 18,47 \text{ kN/ml}$

IV.2.3. calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Moment fléchissant

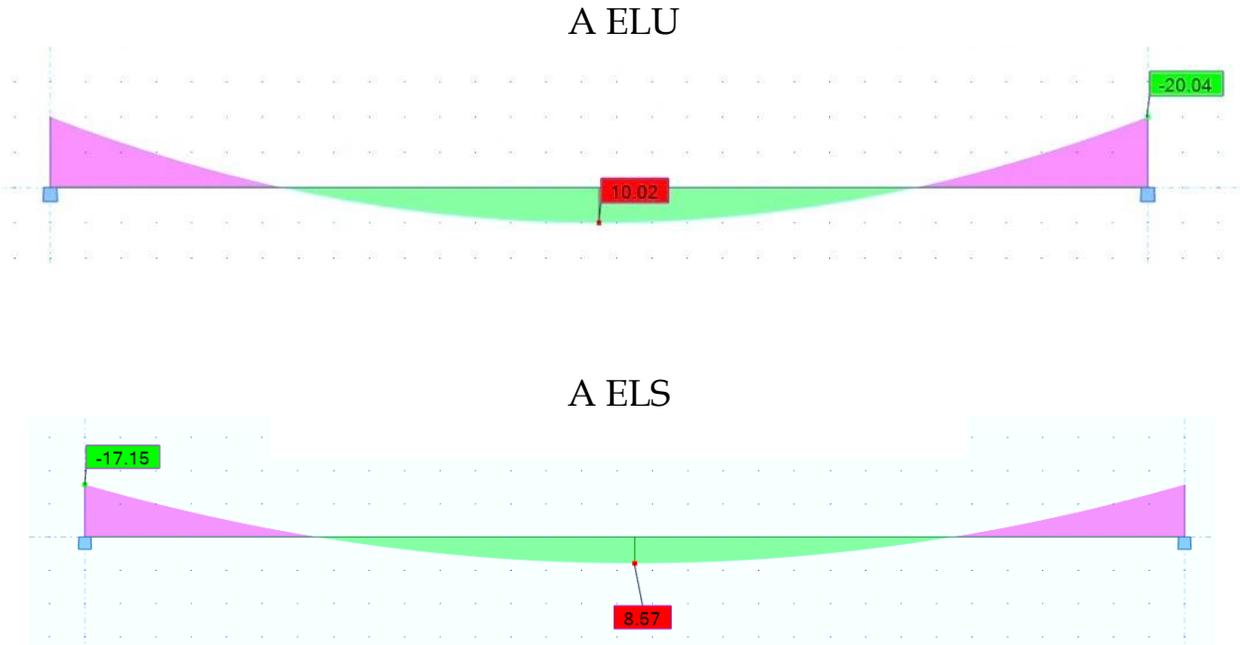


Figure IV. 11 : Diagrammes des moments de la poutre palière.

Effort tranchant

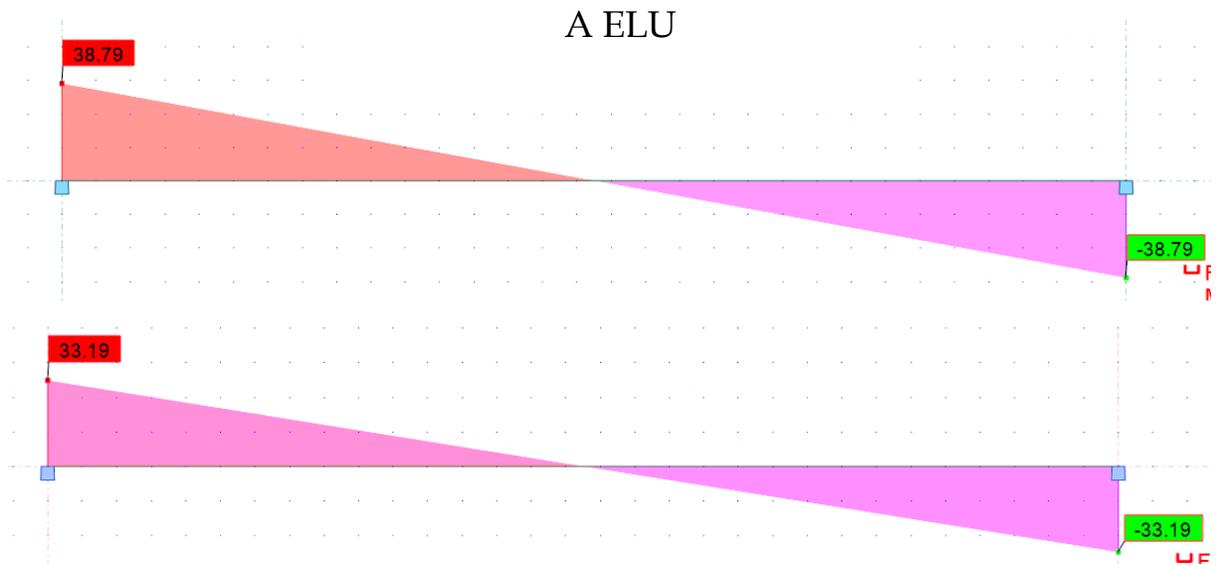


Figure IV. 12 : Diagrammes des efforts tranchants.

IV.2.4. ferrailage de la poutre palière :

	Armateurs longitudinales					Armatures transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	Amax (mm)	St (cm)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Ømax (mm)	St (cm)
Travée	1.22	4HA10	3.14	1.3	6	15	4HA8	1.41	8	10
Appuis	2.48	4HA10	3.14	1.3	6	15	4HA8	1.41	8	10

Tableau IV. 4 : Calcul des armatures.

IV.2.5. Vérification des contraintes:

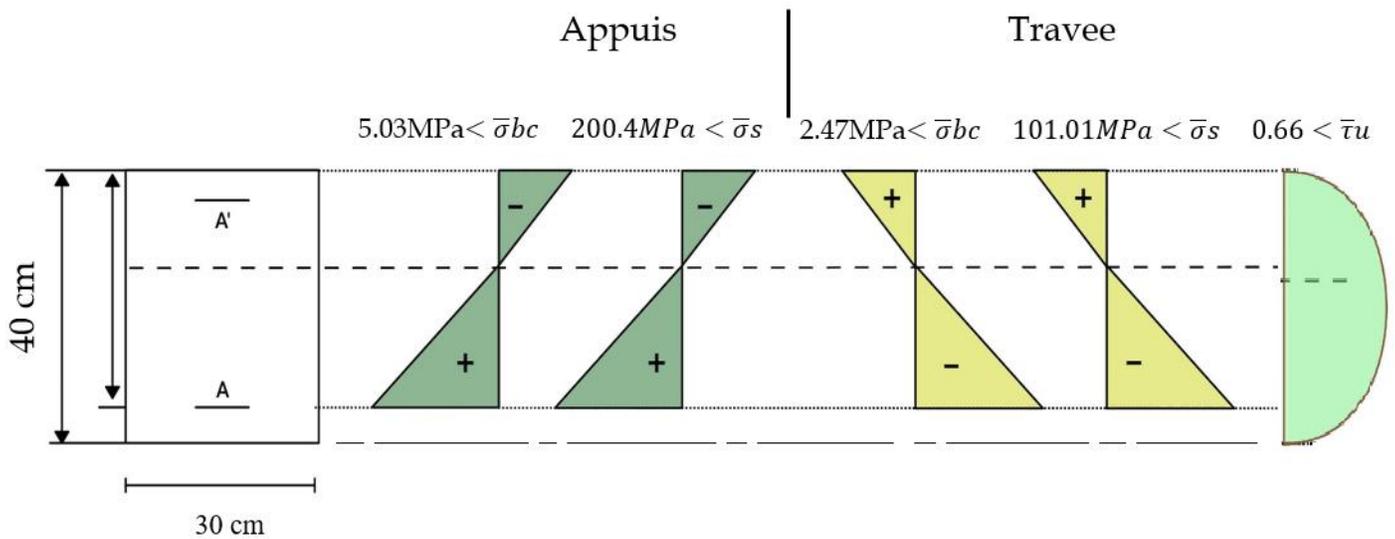


Figure IV. 13 : Vérification de contraintes.

IV.2.6. schéma de ferrailage :

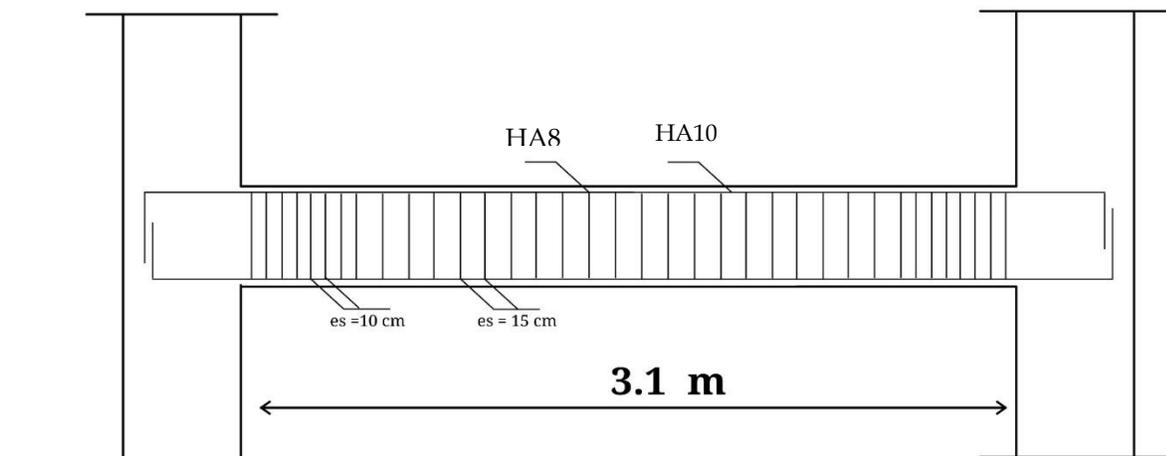


Figure IV. 14: Ferrailage en 2D de la poutre palière.

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, l'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée à la plancher terrasse.

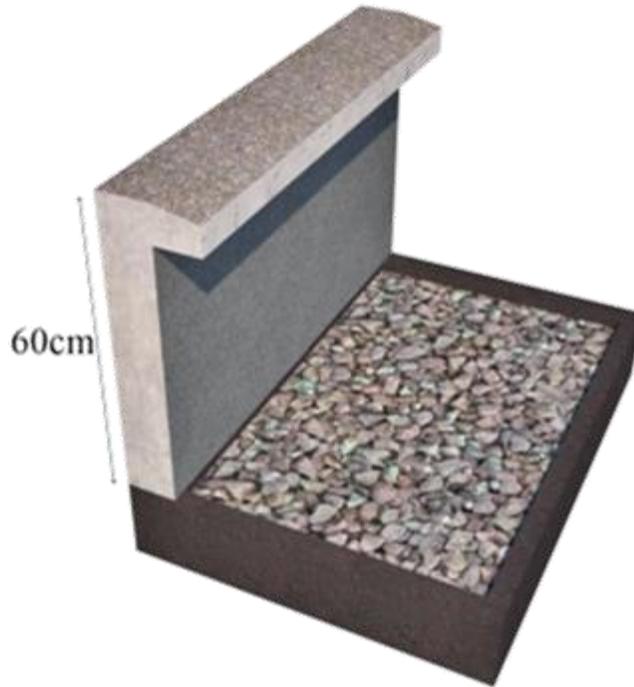


Figure IV.15 : Vue en 3D de l'acrotère.

IV.3.1. les charges et les surcharges du calcul :

G	2.75 KN/ml
Q	1 KN/ml

Tableau IV.5 : Les charges et les surcharge.

IV.3.2. La force sismique F_p :

D'après le RPA99/V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (\text{RPA99 art 6.2.3, page 59})$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de Zone.
- **C_p** : facteur de force horizontale.

- W_p : poids des éléments considérés.
- F_p : la poussée horizontale $F_p = 1 \text{ KN/ml}$.

Dans notre cas on a :

- $A = 0.15$ (zone sismique IIa ; groupe d'usage 2 / Tableau 4.1.page 35).
- $C_p = 0.8$ (tableau 6.1 page 55, RPA99/2003).
- $W_p = 2.75 \text{ KN}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.75 = 1.32 \text{ KN/ml}$$

IV.3.3. Moments et efforts normaux :

	$N(\text{KN})$	$M(\text{KN.m})$
ELU	3.713	1.39
ELS	2.75	0.92

Tableau IV.6 : Sollicitation de calcul.

IV.3.4. Ferrailage de l'acrotère:

	Armateurs longitudinales					Armatures transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)
Acrotère	0.39	4HA8	2.01	1.3	20	0.502	4HA8	2.01	1.3	20

Tableau IV.7 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3.5. Verification des contrainte :

$$1.3 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} \quad 54.14 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s \quad 0.025 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u$$

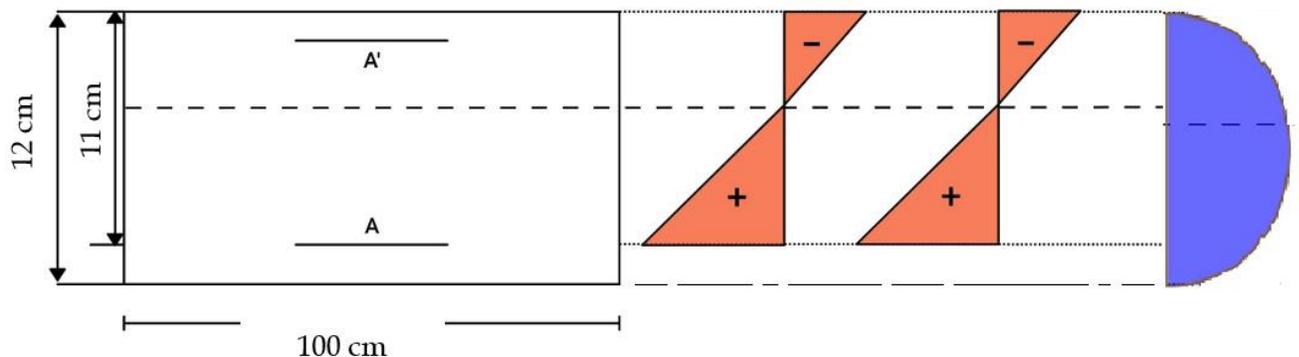


Figure IV.16 : Schéma de contrainte.

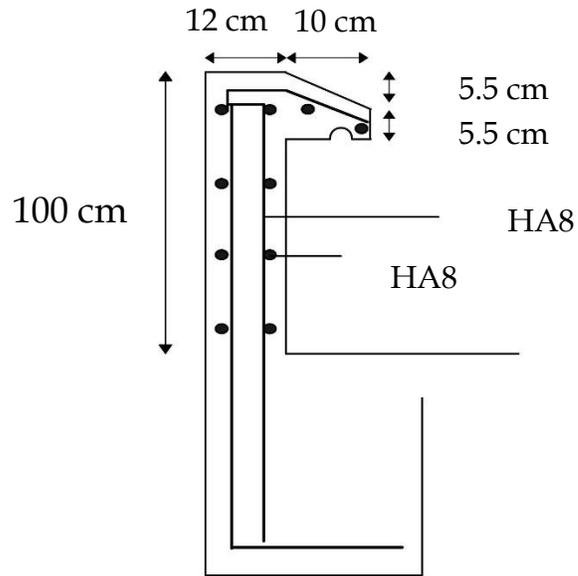


Figure IV.17 : Schéma de ferrailage.

IV.4. Calcul du balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de 15cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

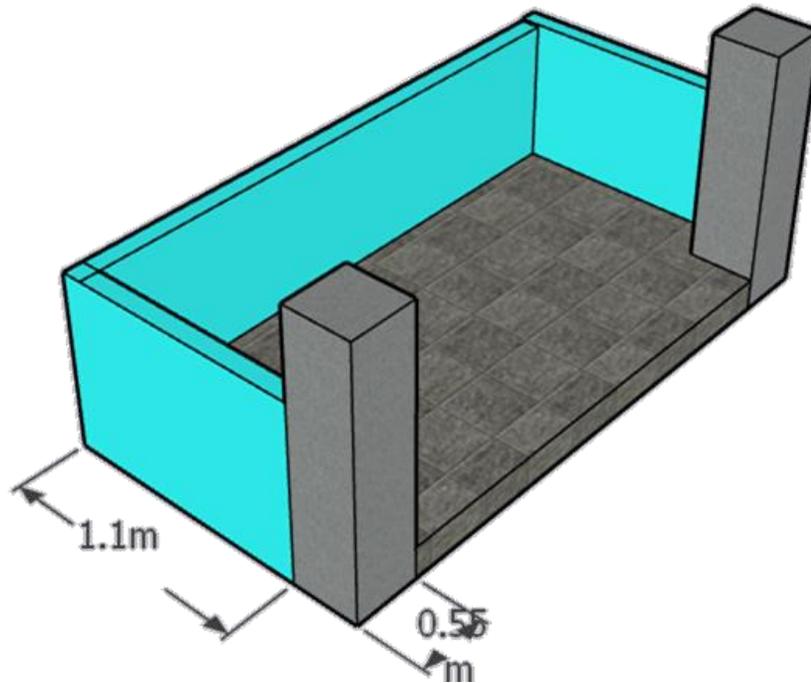


Figure IV.18 : Model 3d du balcon.

IV.4.1. schéma statique :

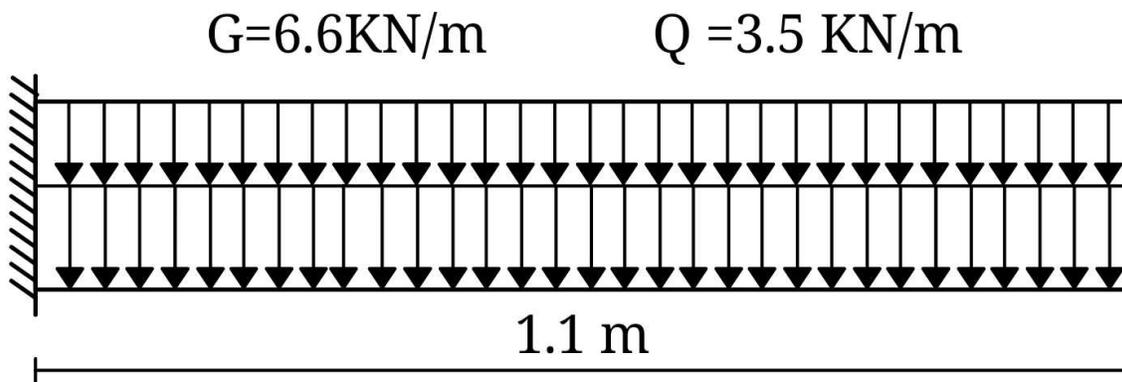


Figure IV.19 : Schéma statique de balcon.

IV.4.2. calcul de moment et de l'effort tranchant :

Moment fléchissant

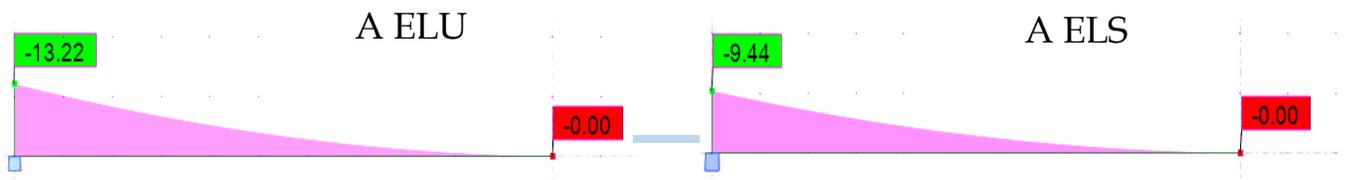


Figure IV.20 : Diagrammes des moments.

Effort tranchant

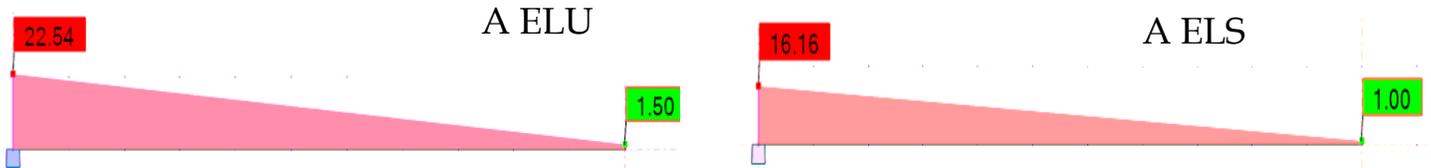


Figure IV.21 : Diagrammes des efforts tranchants.

IV.4.3. Ferrailage :

	Armatures longitudinales					Armatures transversales				
	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)	Acal (cm ²)	Choix (mm)	Aadp (cm ²)	Amin (mm)	St (cm)
Balcon	2.1	5HA10	3.93	1.3	20	0.98	5HA8	2.01	1.3	20

Tableau IV. 8 : Calcul des armatures.

IV.4.4. vérification des contraintes :

$$2.71\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad 137.47\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \quad 0.16\text{MPa} < \bar{\tau}_s$$

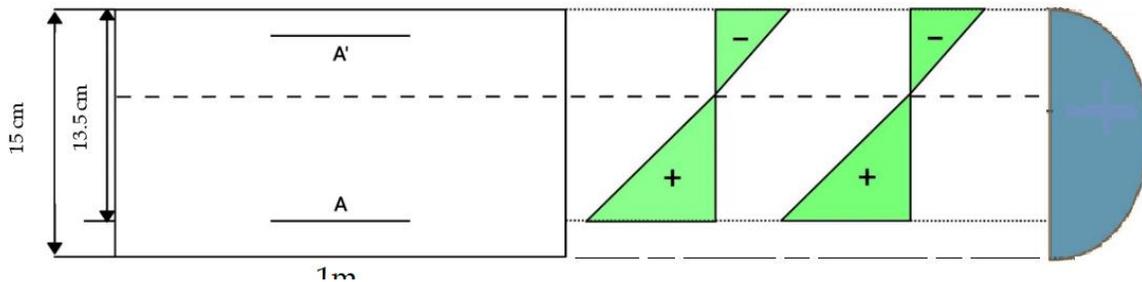


Figure IV.22 : Vérification des contraintes.

IV.4.5. Schéma de ferrailage :

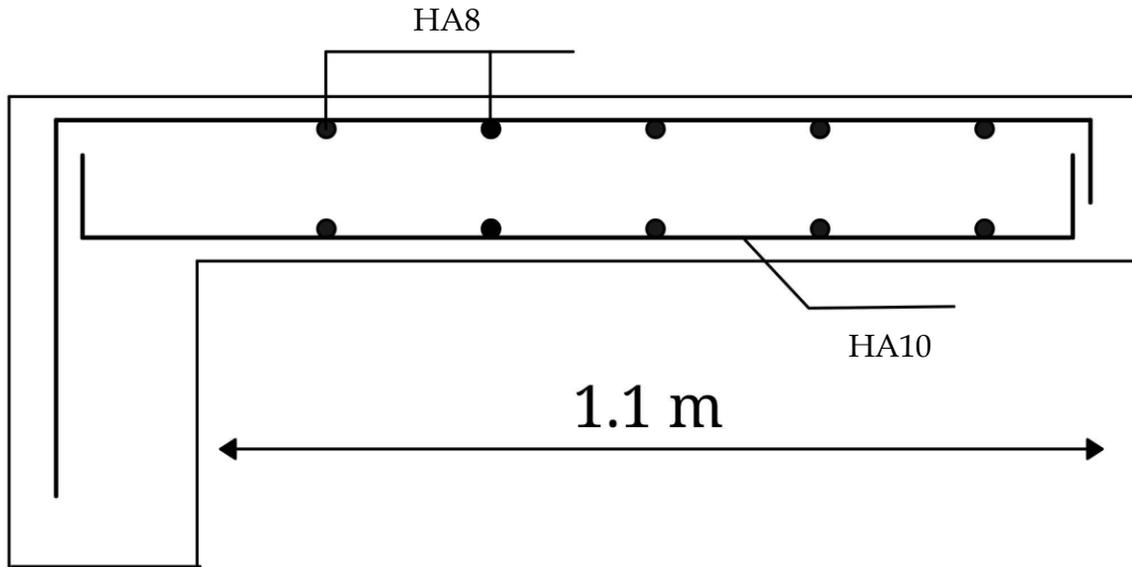


Figure IV.23 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.5. Etude de la salle machine :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $v = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1,80 \times 1,80)\text{m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

IV.5.1. Calcul des moments :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées. Elles s'effectuent au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments fléchissant engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

IV.5.2. Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

	v	α	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{U}{L_y}$	M_1	M_2	q(kN)	M_{x1} (kN.m)	M_{y1} (kN.m)
ELU	0	1	0.58	0.58	0.094	0.016	76.95	7.23	1.23
ELS	0.2	1	0.58	0.58	0.094	0.016	57	5,54	1.98

Tableau IV.9 : Moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage.

IV.5.3. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

	α	U_x	U_y	q(KN)	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	1	0.0368	1.000	8.05	0.96	0.96
ELS	1	0.0441	1.000	5.85	0.83	0.83

Tableau IV.10 : Moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

IV.5.4. Superposition des moments :

	M_{x1} (KN.m)	M_{x2} (KN.m)	M_{y1} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	7.23	0.96	1.23	0.96	8,19	2.19
ELS	5,54	0.83	1.98	0.83	6,37	2,81

Tableau IV.11 : Évaluation des moments M_x et M_y .

IV.5.5. Calcul du moment fléchissant :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

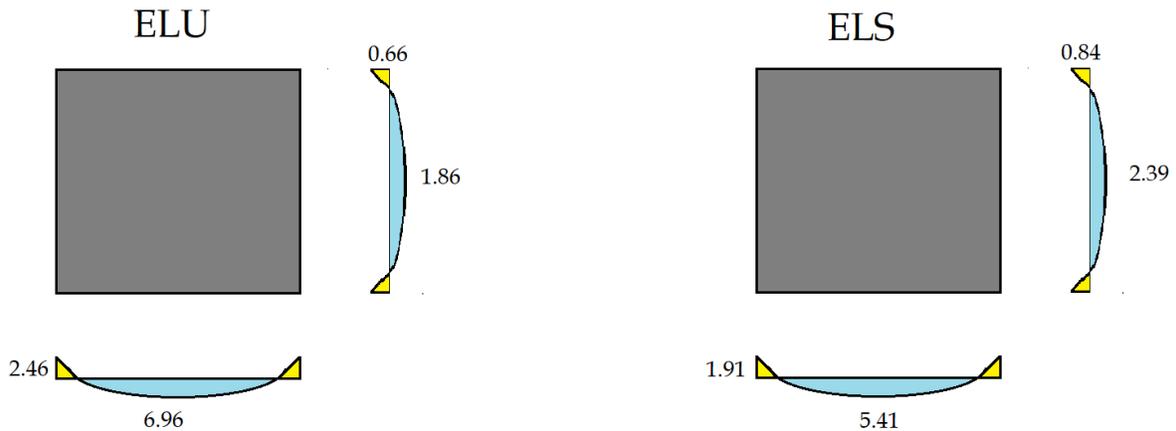


Figure IV.24 : Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.

IV.5.6. Ferrailage Armatures longitudinales et transversales :

Zone	Sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
En appuis	X-X	2,46	0.53	1.81	4HA8	2,01	25
En travée		6,96	1.53	1.81	4HA10	3,14	25
En appuis	Y-Y	0,66	0.14	1.81	4HA8	2,01	25
En travée		1,86	0.4	1.81	4HA10	2,01	25

Tableau IV.12 : Calcul des armatures.

IV.5.7. Vérifications des contraintes :

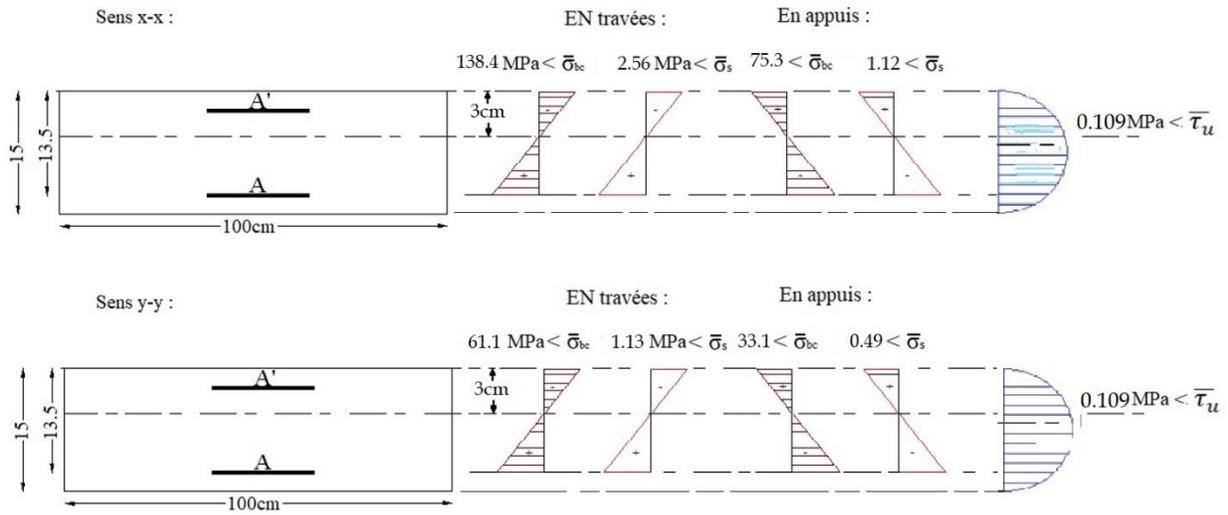


Figure IV.25 : Vérifications des contraintes.

IV.5.8. Schéma de ferrailage :

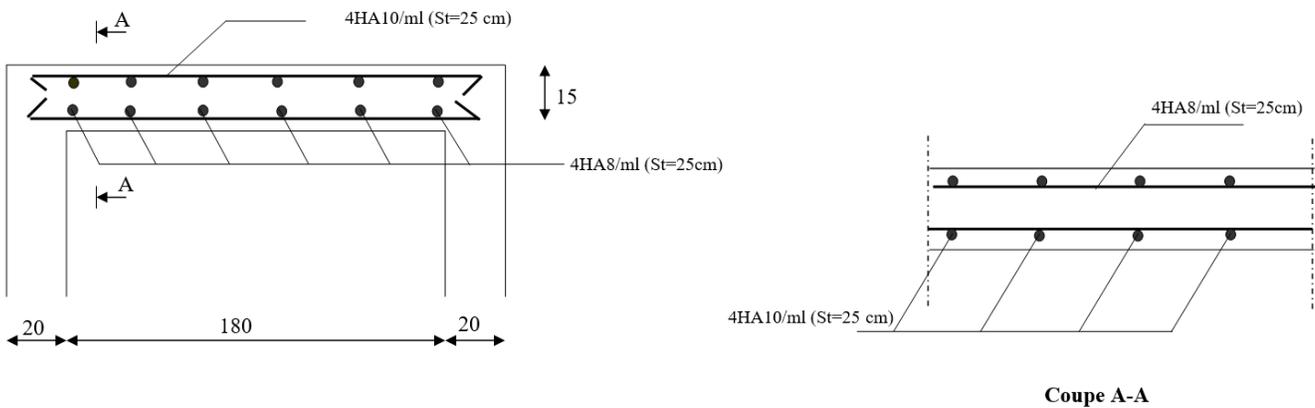


Figure IV.26 : Schéma de ferrailage de la dalle salle machine.

V. Etude dynamique et sismique :

Introduction :

Dans ce chapitre, nous réaliserons à la fois une étude dynamique et une étude sismique pour déterminer les sollicitations de la structure. Ces sollicitations nous permettront de calculer les sections d'armatures pour les différents éléments du bâtiment. Nous commencerons par effectuer un calcul manuel des forces, puis nous utiliserons un logiciel de calcul et de modélisation automatique basé sur la méthode des éléments finis.

V.1. Calcul manuel :

Le calcul manuel des forces statiques équivalentes se réalise en plusieurs étapes, comme illustré dans l'organigramme ci-dessous

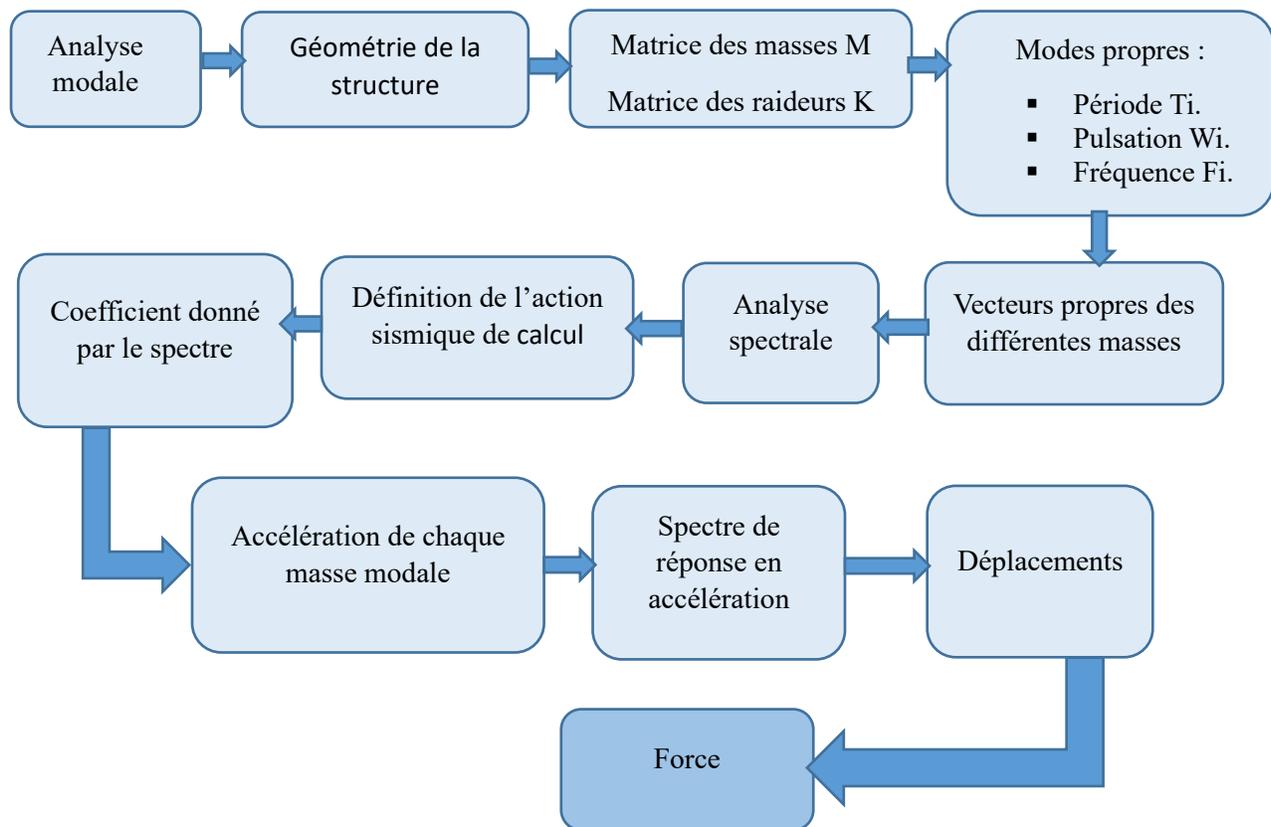


Figure V. 1 : Organigramme de principe de calcul.

V.2. Etude dynamique manuellement :

Poids total de la structure WT :

Le poids total de la structure W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau(i)

$$WT = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = WGi + \beta WQi$$

- WGi : poids dû aux charges permanentes.
- WQi : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge $\beta=0.2$

Tableau des masses de chaque niveau de system brochette:

niveau	plancher	poutre	voil	mure	poteau	0,2q	mass total
terrasse	210,35	75,67	13,83	39,46	26,34	42,07	407,72
9	210,35	75,67	27,65	78,93	52,67	42,07	487,34
8	210,35	75,67	27,65	78,93	52,67	42,07	487,34
7	210,35	75,67	27,65	78,93	52,67	42,07	487,34
6	210,35	75,67	27,65	78,93	52,67	42,07	487,34
5	210,35	75,67	27,65	78,93	52,67	42,07	487,34
4	210,35	75,67	27,65	103,28	52,67	42,07	511,69
3	185,42	83,03	27,65	63,92	55,77	37,084	452,874
2	234,35	83,03	142,29	51,9	62,14	46,87	620,58
1	192,86	69,57	142,29	47,09	91,95	38,572	582,332
RDC	208,56	83,03	148,25	38,53	76,85	41,712	596,932

Tableau V.1 : Calcul des masses.

$$K_i = \sum K_{poteaux} + K_{voiles}$$

$$K_{poteaux} = \frac{12EI}{h^3}$$

$$K_{voiles} = \frac{3EI}{h^3 \left[1 + 0.6(1+\nu) \frac{d^2}{h^2} \right]}$$

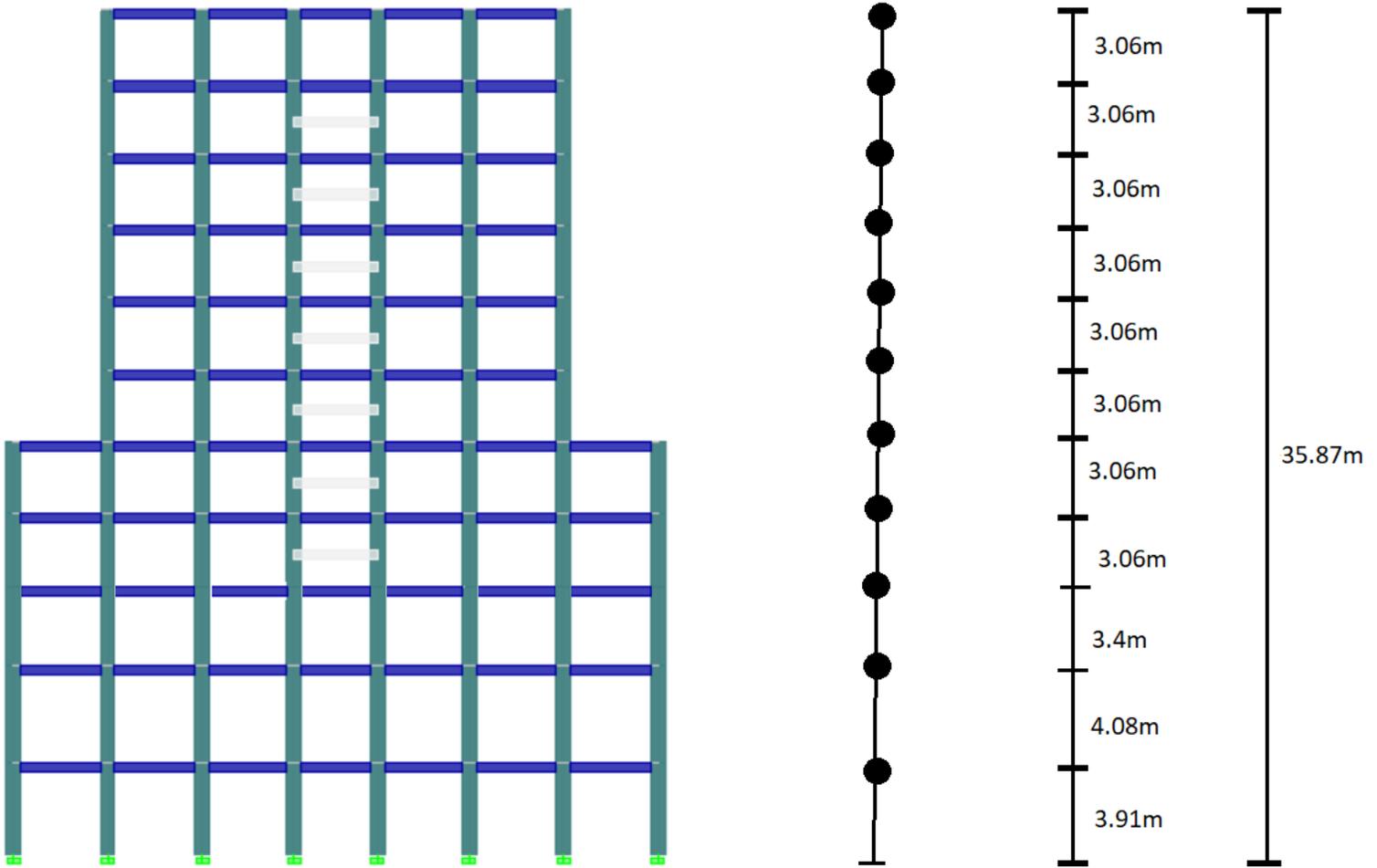


Figure V.1 : chema de sestem brochet

V.2.1. Matrice de masse : en (tonnes)

407,72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	487,34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	487,34	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	487,34	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	487,34	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	487,34	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	511,69	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	452,87	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	620,58	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	583,33	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	596,93

V.2.2. Matrice inverse de masse : en (tonnes)

2. 4527×10 ⁻³	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	2. 0520×10 ⁻³	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	2. 0520×10 ⁻³	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	2. 0520×10 ⁻³	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	2. 0520×10 ⁻³	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	2. 0520×10 ⁻³	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1. 9543×10 ⁻³	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	2. 2081×10 ⁻³	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1. 6114×10 ⁻³	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1. 7143×10 ⁻³	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1. 6×10 ⁻³

V.2.3. Matrice de rigidité: × 10⁶

10.43	-10.43	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-10.43	20.86	-10.43	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-10.43	20.86	-10.43	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-10.43	20.86	-10.43	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-10.43	20.86	-10.43	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-10.43	20.86	-10.43	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-10.43	20.86	-11.67	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-11.67	22.1	-11.67	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-11.67	23.34	-11.67	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-11.67	23.34	-11.67
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11.67	23.34

V.3. Détermination des caractéristiques dynamiques :

V.3.1. Calcul des pulsations propre (W_i), fréquences propre (f_i), et les périodes(T) :

mode	Pulsation (rad/s)	Période (s)	Fréquence (HZ)
1	7.37	0.85	1.18
2	53.71	0.12	8.33
3	97.66	0.06	16.67
4	133.31	0.05	20
5	169.14	0.04	25
6	196.65	0.03	33.33
7	226.94	0.027	37.04
8	249.83	0.025	40
9	264.53	0.024	41.67
10	282.03	0.022	45.45
11	291.44	0.021	47.62

Tableau V.2 : Les pulsations, fréquences et périodes.

V.3.2. Les vecteurs propres D_i :

D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0.352	0.4655	0.41552	0.40466	0.37802	0.35462	0.35389	0.24011	0.25603	0.18342	6. 3079×10 ⁻²
0.3516	0.4102	0.26061	0.12355	-4. 4703×10 ⁻²	-0.18144	-0.35856	-0.34570	-0.44431	-0.38689	-0.14635
0.3500	0.3049	-1. 3×10 ⁻²	- 0.26015	-0.40768	-0.38967	-0.20819	7. 6626×10 ⁻²	0.30805	0.48069	0.22501
0.3475	0.1557	- 0.27681	- 0.42784	-0.22575	0.10616	0.44315	0.27549	5. 3225×10 ⁻²	-0.43824	-0.29658
0.3441	-1. 47×10 ⁻²	- 0.41986	- 0.24029	0.25792	0.41018	2. 8114×10 ⁻²	-0.32904	-0.37562	0.27157	0.3588
0.3399	-0.1827	- 0.37582	0.14678	0.39685	-2. 6922×10 ⁻²	-0.45458	2. 5977×10 ⁻²	0.42365	-2. 7919×10 ⁻²	-0.40973
0.3348	- 0.32631	- 0.16433	0.41198	5. 3398×10 ⁻³	-0.41538	0.1566	0.30524	-0.16223	-0.22364	0.44774
0.2939	- 0.37873	0.11086	0.28420	-0.35182	-0.01412	0.33255	-0.31293	-0.17085	0.40518	-0.5009
0.2212	- 0.34850	0.33324	-6. 9×10 ⁻²	-0.28102	0.40983	-0.19148	-0.1399	0.30264	-0.25976	0.25467
0.1478	- 0.26482	0.38661	- 0.35782	0.21729	-8. 9939×10 ⁻³	-0.1911	0.49746	-0.35003	0.17404	-0.14001
7. 4×10 ⁻²	- 0.14296	0.25567	- 0.32800	0.40489	-0.41043	0.30123	-0.41713	0.22162	-8. 4127×10 ⁻²	5. 9719×10 ⁻²

Tableau V.3 : Les vecteurs propres.

V.3.3. Vérification de l'orthogonalité des vecteurs propres : $D_1^T M D_j = 0$

$$\begin{aligned}
 D_1^T M D_2 &= 2.9698 \times 10^{-3} & D_1^T M D_7 &= -4.3753 \times 10^{-3} \\
 D_1^T M D_3 &= 4.6275 \times 10^{-3} & D_1^T M D_8 &= 3.6791 \times 10^{-3} \\
 D_1^T M D_4 &= 3.5975 \times 10^{-3} & D_1^T M D_9 &= 6.5457 \times 10^{-3} \\
 D_1^T M D_5 &= -3.1736 \times 10^{-3} & D_1^T M D_{10} &= 9.4219 \times 10^{-4} \\
 D_1^T M D_6 &= 4.8990 \times 10^{-3} & D_1^T M D_{11} &= -1.4642 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

Donc les vecteurs propres sont orthogonaux.

V.3.4. Quantités généralisée:

mode	Masse généralisée $M_j = D_j^T M D_j$ (tonne)	Raideurs généralisée $K_j = D_j^T K D_j$ (KN/m)	$W_j = \sqrt{\frac{K}{M}}$ (rad/s)
1	486,42	26120	7,327923
2	492,89	1,4215×10 ⁶	53,70299
3	510,14	4,8651×10 ⁶	97,65651
4	500,39	8,8925×10 ⁶	133,3084
5	504,72	1,4438×10 ⁷	169,133
6	522,37	2,02×10 ⁷	196,6467
7	492,49	2,5363×10 ⁷	226,9351
8	527,07	3,2896×10 ⁷	249,8259
9	511,10	3,5764×10 ⁷	264,5271
10	492,89	3,9206×10 ⁷	282,0339
11	494,17	4,1972×10 ⁷	291,435

Tableau V.4 : Les quantités généralisées.

V.3.5. Vecteurs normés : $\theta_i = \frac{D_i}{(D_j^T M D_j)^{\frac{1}{2}}}$

$$\theta_1 = \begin{bmatrix} 1.5978 \times 10^{-2} \\ 1.5944 \times 10^{-2} \\ 0.01587 \\ 1.5757 \times 10^{-2} \\ 1.5605 \times 10^{-2} \\ 1.5414 \times 10^{-2} \\ 1.5184 \times 10^{-2} \\ 1.3330 \times 10^{-2} \\ 1.0031 \times 10^{-2} \\ 6.7024 \times 10^{-3} \\ 3.3559 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \quad
 \theta_2 = \begin{bmatrix} 2.0967 \times 10^{-2} \\ 1.8604 \times 10^{-2} \\ 1.3734 \times 10^{-2} \\ 7.0132 \times 10^{-3} \\ -6.5208 \times 10^{-4} \\ -8.2293 \times 10^{-3} \\ -1.4698 \times 10^{-2} \\ -1.7059 \times 10^{-2} \\ -1.5697 \times 10^{-2} \\ -1.1928 \times 10^{-2} \\ -6.4393 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \quad
 \theta_3 = \begin{bmatrix} 1.8397 \times 10^{-2} \\ 1.1538 \times 10^{-2} \\ -4.6147 \times 10^{-4} \\ -1.2256 \times 10^{-2} \\ -1.8589 \times 10^{-2} \\ -1.6639 \times 10^{-2} \\ -7.2757 \times 10^{-3} \\ 4.9083 \times 10^{-3} \\ 1.4754 \times 10^{-2} \\ 1.7117 \times 10^{-2} \\ 1.1320 \times 10^{-2} \end{bmatrix} \quad
 \theta_4 = \begin{bmatrix} 1.8090 \times 10^{-2} \\ 5.5232 \times 10^{-3} \\ -1.1630 \times 10^{-2} \\ -1.9126 \times 10^{-2} \\ -1.0742 \times 10^{-2} \\ 6.5616 \times 10^{-3} \\ 1.8417 \times 10^{-2} \\ 1.2705 \times 10^{-2} \\ -3.1197 \times 10^{-3} \\ -1.5996 \times 10^{-2} \\ -1.4663 \times 10^{-2} \end{bmatrix}$$

$$\theta_5 = \begin{bmatrix} 1.6826 \times 10^{-2} \\ -1.9898 \times 10^{-3} \\ -1.8147 \times 10^{-2} \\ -1.0049 \times 10^{-2} \\ 0.01148 \\ 1.7664 \times 10^{-2} \\ 2.3768 \times 10^{-4} \\ -0.01566 \\ -1.2509 \times 10^{-2} \\ 9.6720 \times 10^{-3} \\ 1.8022 \times 10^{-2} \end{bmatrix} \quad \theta_6 = \begin{bmatrix} 1.5516 \times 10^{-2} \\ -7.9386 \times 10^{-3} \\ -1.7049 \times 10^{-2} \\ 4.6449 \times 10^{-3} \\ 1.7947 \times 10^{-2} \\ -1.1779 \times 10^{-3} \\ -1.8174 \times 10^{-2} \\ -6.1780 \times 10^{-4} \\ 1.7931 \times 10^{-2} \\ -3.9351 \times 10^{-4} \\ -1.7958 \times 10^{-2} \end{bmatrix} \quad \theta_7 = \begin{bmatrix} 1.5947 \times 10^{-2} \\ -1.6157 \times 10^{-2} \\ -9.3813 \times 10^{-3} \\ 1.9969 \times 10^{-2} \\ 1.2668 \times 10^{-3} \\ -2.0484 \times 10^{-2} \\ 7.0566 \times 10^{-3} \\ 1.4985 \times 10^{-2} \\ -8.6283 \times 10^{-3} \\ -8.6112 \times 10^{-3} \\ 1.3574 \times 10^{-2} \end{bmatrix} \quad \theta_8 = \begin{bmatrix} 1.0459 \times 10^{-2} \\ -1.5058 \times 10^{-2} \\ 3.3377 \times 10^{-3} \\ 1.2000 \times 10^{-2} \\ -1.4332 \times 10^{-2} \\ 1.1315 \times 10^{-3} \\ 1.3296 \times 10^{-2} \\ -1.3631 \times 10^{-2} \\ -6.0937 \times 10^{-3} \\ 2.1668 \times 10^{-2} \\ -1.8169 \times 10^{-2} \end{bmatrix}$$

$$\theta_9 = \begin{bmatrix} 1.1325 \times 10^{-2} \\ -1.9653 \times 10^{-2} \\ 1.3626 \times 10^{-2} \\ 2.3543 \times 10^{-3} \\ -1.6615 \times 10^{-2} \\ 1.8739 \times 10^{-2} \\ -7.1759 \times 10^{-3} \\ -7.5572 \times 10^{-3} \\ 1.3387 \times 10^{-2} \\ -1.5483 \times 10^{-2} \\ 9.8029 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \quad \theta_{10} = \begin{bmatrix} 8.2617 \times 10^{-3} \\ -1.7427 \times 10^{-2} \\ 2.1652 \times 10^{-2} \\ -1.9740 \times 10^{-2} \\ 1.2232 \times 10^{-2} \\ -1.2575 \times 10^{-3} \\ -1.0073 \times 10^{-2} \\ 0.01825 \\ -0.0117 \\ 7.8392 \times 10^{-3} \\ -3.7893 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \quad \theta_{11} = \begin{bmatrix} 2.8376 \times 10^{-3} \\ -6.5835 \times 10^{-3} \\ 1.0122 \times 10^{-2} \\ -1.3341 \times 10^{-2} \\ 0.01614 \\ -1.8431 \times 10^{-2} \\ 2.0141 \times 10^{-2} \\ -2.2533 \times 10^{-2} \\ 1.1456 \times 10^{-2} \\ -6.2983 \times 10^{-3} \\ 2.6864 \times 10^{-3} \end{bmatrix}$$

V.3.6. Vérification :

a) Sont-ils orthogonaux : $\theta_1^T M \theta_j = 0$

$$\begin{aligned} \theta_1^T M \theta_2 &= 1.8945 \times 10^{-5} & \theta_1^T M \theta_7 &= -8.6601 \times 10^{-6} \\ \theta_1^T M \theta_3 &= 2.0131 \times 10^{-6} & \theta_1^T M \theta_8 &= 1.6661 \times 10^{-6} \\ \theta_1^T M \theta_4 &= 3.42 \times 10^{-9} & \theta_1^T M \theta_9 &= 5.8296 \times 10^{-6} \\ \theta_1^T M \theta_5 &= -9.1566 \times 10^{-6} & \theta_1^T M \theta_{10} &= -2.6109 \times 10^{-6} \\ \theta_1^T M \theta_6 &= 2.022 \times 10^{-5} & \theta_1^T M \theta_{11} &= -1.2803 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

b) Sont-ils normée : $\theta_j^T M \theta_j = 1$

$$\begin{aligned} \theta_1^T M \theta_1 &= 0.99999 & \theta_7^T M \theta_7 &= 1 \\ \theta_2^T M \theta_2 &= 1 & \theta_8^T M \theta_8 &= 1 \\ \theta_3^T M \theta_3 &= 0.99999 & \theta_9^T M \theta_9 &= 1 \\ \theta_4^T M \theta_4 &= 1 & \theta_{10}^T M \theta_{10} &= 1 \\ \theta_5^T M \theta_5 &= 0.99999 & \theta_{11}^T M \theta_{11} &= 0.99999 \\ \theta_6^T M \theta_6 &= 1 & & \end{aligned}$$

V.3.7. Le coefficient de participation : $\alpha_i = \frac{\theta_i^T M \Delta}{\theta_j^T M \theta_j}$

$$\Delta = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} a_1 = 70.759 \\ a_2 = -12.392 \\ a_3 = 14.156 \\ a_4 = -11.801 \\ a_5 = 8.0193 \\ a_6 = -4.8162 \\ a_7 = 2.5445 \\ a_8 = -3.3898 \\ a_9 = 1.8961 \\ a_{10} = -0.68358 \\ a_{11} = 0.40370 \end{Bmatrix}$$

V.3.8. Vecteurs normalisés :

$$X_1 = \begin{Bmatrix} 1.1306 \\ 1.1282 \\ 1.1229 \\ 1.1149 \\ 1.1042 \\ 1.0907 \\ 1.0744 \\ 0.94322 \\ 0.70978 \\ 0.47426 \\ 0.23746 \end{Bmatrix} \quad X_2 = \begin{Bmatrix} -0.25982 \\ -0.23054 \\ -0.17019 \\ -8.6908 \times 10^{-2} \\ 8.0806 \times 10^{-3} \\ 0.10198 \\ 0.18214 \\ 0.21140 \\ 0.19452 \\ 0.14781 \\ 7.9796 \times 10^{-2} \end{Bmatrix} \quad X_3 = \begin{Bmatrix} 0.26043 \\ 0.16333 \\ -6.5326 \times 10^{-3} \\ -0.17350 \\ -0.26315 \\ -0.23554 \\ -0.10299 \\ 6.9482 \times 10^{-2} \\ 0.20886 \\ 0.24231 \\ 0.16025 \end{Bmatrix} \quad X_4 = \begin{Bmatrix} -0.21348 \\ -6.5179 \times 10^{-2} \\ 0.13725 \\ 0.22571 \\ 0.12677 \\ -7.7433 \times 10^{-2} \\ -0.21734 \\ -0.14993 \\ 3.6816 \times 10^{-2} \\ 0.18877 \\ 0.17304 \end{Bmatrix}$$

$$X_5 = \begin{Bmatrix} 0.13493 \\ -1.5957 \times 10^{-2} \\ -0.14553 \\ -8.0586 \times 10^{-2} \\ 9.2062 \times 10^{-2} \\ 0.14165 \\ 1.906 \times 10^{-3} \\ -0.12558 \\ -0.10031 \\ 7.7563 \times 10^{-2} \\ 0.14452 \end{Bmatrix} \quad X_6 = \begin{Bmatrix} -7.4728 \times 10^{-2} \\ 3.8234 \times 10^{-2} \\ 8.2111 \times 10^{-2} \\ -2.2371 \times 10^{-2} \\ -8.6436 \times 10^{-2} \\ 5.673 \times 10^{-3} \\ 8.7530 \times 10^{-2} \\ 2.9754 \times 10^{-3} \\ -8.6359 \times 10^{-2} \\ 1.8952 \times 10^{-3} \\ 8.6489 \times 10^{-2} \end{Bmatrix} \quad X_7 = \begin{Bmatrix} 4.0577 \times 10^{-2} \\ -4.1111 \times 10^{-2} \\ -2.3871 \times 10^{-2} \\ 5.0811 \times 10^{-2} \\ 3.2234 \times 10^{-3} \\ -5.2122 \times 10^{-2} \\ 1.7956 \times 10^{-2} \\ 3.8129 \times 10^{-2} \\ -2.1955 \times 10^{-2} \\ -2.1911 \times 10^{-2} \\ 3.4539 \times 10^{-2} \end{Bmatrix} \quad X_8 = \begin{Bmatrix} -3.5454 \times 10^{-2} \\ 5.1044 \times 10^{-2} \\ -1.1314 \times 10^{-2} \\ -4.0678 \times 10^{-2} \\ 4.8583 \times 10^{-2} \\ -3.8356 \times 10^{-3} \\ -4.5071 \times 10^{-2} \\ 4.6206 \times 10^{-2} \\ 2.0656 \times 10^{-2} \\ -0.07345 \\ 6.1589 \times 10^{-2} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{matrix}
 X_9 = \begin{bmatrix} 2.1473 \times 10^{-2} \\ -3.7264 \times 10^{-2} \\ 2.5836 \times 10^{-2} \\ 4.4640 \times 10^{-3} \\ -3.1504 \times 10^{-2} \\ 3.5531 \times 10^{-2} \\ -1.3606 \times 10^{-2} \\ -1.4329 \times 10^{-2} \\ 2.5383 \times 10^{-2} \\ -2.9357 \times 10^{-2} \\ 1.8587 \times 10^{-2} \end{bmatrix} &
 X_{10} = \begin{bmatrix} -5.6475 \times 10^{-3} \\ 1.1913 \times 10^{-2} \\ -1.4801 \times 10^{-2} \\ 1.3494 \times 10^{-2} \\ -8.3616 \times 10^{-3} \\ 8.596 \times 10^{-4} \\ 6.8857 \times 10^{-3} \\ -1.2475 \times 10^{-2} \\ 7.9979 \times 10^{-3} \\ -5.3587 \times 10^{-3} \\ 2.5903 \times 10^{-3} \end{bmatrix} &
 X_{11} = \begin{bmatrix} 1.1455 \times 10^{-3} \\ -2.6578 \times 10^{-3} \\ 4.0863 \times 10^{-3} \\ -5.3858 \times 10^{-3} \\ 6.5157 \times 10^{-3} \\ -7.4406 \times 10^{-3} \\ 8.1309 \times 10^{-3} \\ -9.0966 \times 10^{-3} \\ 4.6248 \times 10^{-3} \\ -2.5426 \times 10^{-3} \\ 1.0845 \times 10^{-3} \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

Vérification :

$$X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 + X_6 + X_7 + X_8 + X_9 + X_{10} + X_{11} = \begin{bmatrix} 1,000026 \\ 1,00301 \\ 0,9411 \\ 0,99999 \\ 1,000002 \\ 1,01565 \\ 1,01246 \\ 1,000007 \\ 1,07 \\ 0,9999 \\ 0,98576 \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

V.3.9. Masse modale et masse effective qi :

$$q_1 = (a_1)^2 = 5006,836$$

$$q_2 = (a_2)^2 = 153,5617$$

$$q_3 = (a_3)^2 = 207,1297$$

$$q_4 = (a_4)^2 = 139,2636$$

$$q_5 = (a_5)^2 = 64,30917$$

$$q_6 = (a_6)^2 = 23,19578$$

$$q_7 = (a_7)^2 = 6,47448$$

$$q_8 = (a_8)^2 = 11,49074$$

$$q_9 = (a_9)^2 = 3,595195$$

$$q_{10} = (a_{10})^2 = 0,467282$$

$$q_{11} = (a_{11})^2 = 0,162974$$

$$\sum_1^{11} q_i = 5616.487$$

V.3.10. Comparaison de l'importance des modes par les masses modales : $\frac{q_i}{q_t} \times 100\%$

Mode1=89,14 (%)	Mode7=0,12 (%)
Mode2=27,34 (%)	Mode8=0,21(%)
Mode3=36,88 (%)	Mode9=0,06 (%)
Mode4=24,79 (%)	Mode10=0,008 (%)
Mode5=11,45 (%)	Mode11=0,003 (%)
Mode6=0,41 (%)	Mode7=0,12 (%)

V.3.11. Lecture spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse suivant :

- A= 0,15
- Q=1,20
- R=3,5
- T₁=0,15
- T₂=0,50

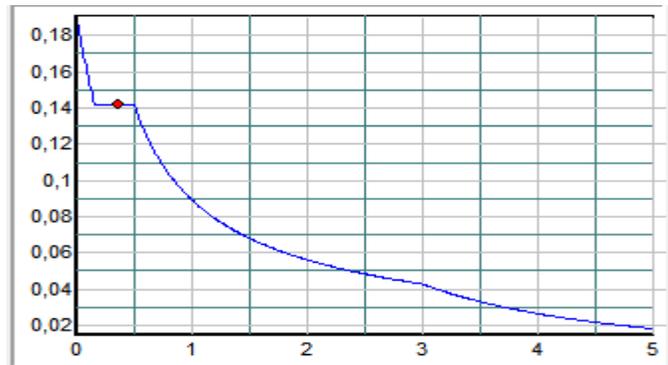


Figure V.3 : Spectre de réponse de RPA.

Mode	T	Sa/g
1	0.85	0.1
2	0.12	0.151
3	0.06	0.169
4	0.05	0.172
5	0.04	0.175
6	0.03	0.178
7	0.027	0.178
8	0.025	0.178
9	0.024	0.181
10	0.022	0.181
11	0.021	0.181

Tableau V.5 : période et facteur d'accélération.

V.3.12. Vecteurs accélérations Γ_i : $\Gamma_i = S_{a_i} \times |X_i|$

$$\Gamma_1 = \begin{bmatrix} 0.11306g \\ 0.11282g \\ 0.11229g \\ 0.11149g \\ 0.11042g \\ 0.10907g \\ 0.10744g \\ 9.4322 \times 10^{-2}g \\ 7.0978 \times 10^{-2}g \\ 4.7426 \times 10^{-2}g \\ 2.3746 \times 10^{-2}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_2 = \begin{bmatrix} -3.9233 \times 10^{-2}g \\ -3.4812 \times 10^{-2}g \\ -2.5699 \times 10^{-2}g \\ -1.3123 \times 10^{-2}g \\ 1.2202 \times 10^{-3}g \\ 1.5399 \times 10^{-2}g \\ 2.7503 \times 10^{-2}g \\ 3.1921 \times 10^{-2}g \\ 2.9373 \times 10^{-2}g \\ 2.2319 \times 10^{-2}g \\ 1.2049 \times 10^{-2}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_3 = \begin{bmatrix} 4.4013 \times 10^{-2}g \\ 2.7603 \times 10^{-2}g \\ -1.104 \times 10^{-3}g \\ -2.9322 \times 10^{-2}g \\ -4.4472 \times 10^{-2}g \\ -3.9806 \times 10^{-2}g \\ -1.7405 \times 10^{-2}g \\ 1.1742 \times 10^{-2}g \\ 3.5297 \times 10^{-2}g \\ 0.04095g \\ 2.7082 \times 10^{-2}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_4 = \begin{bmatrix} -3.6719 \times 10^{-2}g \\ -1.1211 \times 10^{-2}g \\ 2.3607 \times 10^{-2}g \\ 3.8822 \times 10^{-2}g \\ 2.1804 \times 10^{-2}g \\ -1.3318 \times 10^{-2}g \\ -3.7382 \times 10^{-2}g \\ -2.5788 \times 10^{-2}g \\ 6.3324 \times 10^{-3}g \\ 3.2468 \times 10^{-2}g \\ 2.9763 \times 10^{-2}g \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_5 = \begin{bmatrix} 2.3613 \times 10^{-2}g \\ -2.7925 \times 10^{-3}g \\ -2.5468 \times 10^{-2}g \\ -1.4103 \times 10^{-2}g \\ 1.6111 \times 10^{-2}g \\ 2.4789 \times 10^{-2}g \\ 3.3355 \times 10^{-4}g \\ -2.1977 \times 10^{-2}g \\ -1.7554 \times 10^{-2}g \\ 1.3574 \times 10^{-2}g \\ 2.5291 \times 10^{-2}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_6 = \begin{bmatrix} -1.3302 \times 10^{-2}g \\ 6.8057 \times 10^{-3}g \\ 1.4616 \times 10^{-2}g \\ -3.982 \times 10^{-3}g \\ -1.5386 \times 10^{-2}g \\ 1.0098 \times 10^{-3}g \\ 0.01558g \\ 5.2962 \times 10^{-4}g \\ -1.5372 \times 10^{-2}g \\ 3.3735 \times 10^{-4}g \\ 1.5395 \times 10^{-2}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_7 = \begin{bmatrix} 7.2227 \times 10^{-3}g \\ -7.3178 \times 10^{-3}g \\ -4.249 \times 10^{-3}g \\ 9.0444 \times 10^{-3}g \\ 5.7377 \times 10^{-4}g \\ -9.2777 \times 10^{-3}g \\ 3.1962 \times 10^{-3}g \\ 6.7870 \times 10^{-3}g \\ -3.9080 \times 10^{-3}g \\ -3.9002 \times 10^{-3}g \\ 6.1479 \times 10^{-3}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_8 = \begin{bmatrix} -6.310 \times 10^{-3}g \\ 9.085 \times 10^{-3}g \\ -2.013 \times 10^{-3}g \\ -7.240 \times 10^{-3}g \\ 8.647 \times 10^{-3}g \\ -6.824 \times 10^{-4}g \\ -8.026 \times 10^{-3}g \\ 8.224 \times 10^{-3}g \\ 3.676 \times 10^{-3}g \\ -1.307 \times 10^{-2}g \\ 1.096 \times 10^{-2}g \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_9 = \begin{bmatrix} 3.886 \times 10^{-3}g \\ -6.744 \times 10^{-3}g \\ 4.676 \times 10^{-3}g \\ 8.079 \times 10^{-4}g \\ -5.702 \times 10^{-3}g \\ 6.431 \times 10^{-3}g \\ -2.462 \times 10^{-3}g \\ -2.593 \times 10^{-3}g \\ 4.594 \times 10^{-3}g \\ -5.313 \times 10^{-3}g \\ 3.364 \times 10^{-3}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_{10} = \begin{bmatrix} -1.022 \times 10^{-3}g \\ 2.1563 \times 10^{-3}g \\ -2.6790 \times 10^{-3}g \\ 2.4424 \times 10^{-3}g \\ -1.5134 \times 10^{-3}g \\ 1.5559 \times 10^{-4}g \\ 1.2463 \times 10^{-3}g \\ -2.2580 \times 10^{-3}g \\ 1.4476 \times 10^{-3}g \\ -9.6992 \times 10^{-4}g \\ 4.6884 \times 10^{-4}g \end{bmatrix} \quad \Gamma_{11} = \begin{bmatrix} 2.0734 \times 10^{-4}g \\ -4.8106 \times 10^{-4}g \\ 7.3962 \times 10^{-4}g \\ -9.7483 \times 10^{-4}g \\ 1.1793 \times 10^{-3}g \\ -1.3467 \times 10^{-3}g \\ 1.4717 \times 10^{-3}g \\ -1.6465 \times 10^{-3}g \\ 8.3709 \times 10^{-4}g \\ -4.6021 \times 10^{-4}g \\ 1.9629 \times 10^{-4}g \end{bmatrix}$$

V.3.13. Superposition quadratique des vitesses V_i et déplacement U_i :

a) Vitesses : $V_i=1/W_j$

$$\begin{array}{l}
 V_1= \begin{bmatrix} 1.5341 \times 10^{-2} \\ 1.5308 \times 10^{-2} \\ 1.5236 \times 10^{-2} \\ 1.5128 \times 10^{-2} \\ 1.4982 \times 10^{-2} \\ 1.4799 \times 10^{-2} \\ 1.4578 \times 10^{-2} \\ 1.2798 \times 10^{-2} \\ 9.6307 \times 10^{-3} \\ 6.435 \times 10^{-3} \\ 3.2220 \times 10^{-3} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_2= \begin{bmatrix} -7.3046 \times 10^{-4} \\ -6.4815 \times 10^{-4} \\ -4.7848 \times 10^{-4} \\ -2.4433 \times 10^{-4} \\ 2.2718 \times 10^{-5} \\ 2.8671 \times 10^{-4} \\ 5.1206 \times 10^{-4} \\ 5.9432 \times 10^{-4} \\ 5.4688 \times 10^{-4} \\ 4.1555 \times 10^{-4} \\ 2.2433 \times 10^{-4} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_3= \begin{bmatrix} 4.5068 \times 10^{-4} \\ 2.8264 \times 10^{-4} \\ -1.1305 \times 10^{-5} \\ -3.0025 \times 10^{-4} \\ -4.5538 \times 10^{-4} \\ -4.0760 \times 10^{-4} \\ -1.7822 \times 10^{-4} \\ 1.2023 \times 10^{-4} \\ 3.6143 \times 10^{-4} \\ 4.1931 \times 10^{-4} \\ 2.7731 \times 10^{-4} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_4= \begin{bmatrix} -1.6051 \times 10^{-3} \\ -4.9007 \times 10^{-4} \\ 1.0320 \times 10^{-3} \\ 1.6971 \times 10^{-3} \\ 9.5316 \times 10^{-4} \\ -5.822 \times 10^{-4} \\ -1.6341 \times 10^{-3} \\ -1.1273 \times 10^{-3} \\ 2.7681 \times 10^{-4} \\ 1.4193 \times 10^{-3} \\ 1.3011 \times 10^{-3} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_5= \begin{bmatrix} -2.1709 \times 10^{-4} \\ -6.6282 \times 10^{-5} \\ 1.3957 \times 10^{-4} \\ 2.2953 \times 10^{-4} \\ 1.2891 \times 10^{-4} \\ -7.8740 \times 10^{-5} \\ -2.2101 \times 10^{-4} \\ -1.5247 \times 10^{-4} \\ 3.7439 \times 10^{-5} \\ 1.9196 \times 10^{-4} \\ 1.7597 \times 10^{-4} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_6= \begin{bmatrix} -6.7643 \times 10^{-5} \\ 3.4608 \times 10^{-5} \\ 7.4325 \times 10^{-5} \\ -2.0249 \times 10^{-5} \\ -7.8241 \times 10^{-5} \\ 5.135 \times 10^{-6} \\ 7.9227 \times 10^{-5} \\ 2.6932 \times 10^{-6} \\ -7.8169 \times 10^{-5} \\ 1.7155 \times 10^{-6} \\ 7.8286 \times 10^{-5} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_7= \begin{bmatrix} 3.1826 \times 10^{-5} \\ -3.2246 \times 10^{-5} \\ -1.8723 \times 10^{-5} \\ 3.9854 \times 10^{-5} \\ 2.5283 \times 10^{-6} \\ -4.0882 \times 10^{-5} \\ 1.4084 \times 10^{-5} \\ 2.9907 \times 10^{-5} \\ -1.722 \times 10^{-5} \\ -1.7186 \times 10^{-5} \\ 2.709 \times 10^{-5} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_8= \begin{bmatrix} -2.526 \times 10^{-5} \\ 3.6368 \times 10^{-5} \\ -8.061 \times 10^{-6} \\ -2.898 \times 10^{-5} \\ 3.461 \times 10^{-5} \\ -2.738 \times 10^{-6} \\ -3.212 \times 10^{-5} \\ 3.292 \times 10^{-5} \\ 1.471 \times 10^{-5} \\ -5.233 \times 10^{-5} \\ 4.3882 \times 10^{-5} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_9= \begin{bmatrix} 1.4692 \times 10^{-5} \\ -2.5497 \times 10^{-5} \\ 1.7678 \times 10^{-5} \\ 3.0544 \times 10^{-6} \\ -2.1556 \times 10^{-5} \\ 2.4311 \times 10^{-5} \\ -9.3097 \times 10^{-6} \\ -9.8042 \times 10^{-6} \\ 1.7368 \times 10^{-5} \\ -2.0087 \times 10^{-5} \\ 1.2718 \times 10^{-5} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_{10}= \begin{bmatrix} -3.6244 \times 10^{-6} \\ 7.6456 \times 10^{-6} \\ -9.4990 \times 10^{-6} \\ 8.6601 \times 10^{-6} \\ -5.3661 \times 10^{-6} \\ 5.5168 \times 10^{-7} \\ 4.419 \times 10^{-6} \\ -8.0062 \times 10^{-6} \\ 5.1328 \times 10^{-6} \\ -3.4391 \times 10^{-6} \\ 1.6624 \times 10^{-6} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 V_{11}= \begin{bmatrix} 7.1143 \times 10^{-7} \\ -1.6506 \times 10^{-6} \\ 2.5378 \times 10^{-6} \\ -3.3449 \times 10^{-6} \\ 4.0465 \times 10^{-6} \\ -4.6208 \times 10^{-6} \\ 5.0498 \times 10^{-6} \\ -5.6495 \times 10^{-6} \\ 2.8723 \times 10^{-6} \\ -1.5791 \times 10^{-6} \\ 6.7352 \times 10^{-7} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

b) Déplacement : $V_i = \Gamma_i / W_j^2$ en (m)

$$\begin{array}{l}
 U1= \begin{bmatrix} 2.0815 \times 10^{-2} \\ 2.0771 \times 10^{-3} \\ 2.0673 \times 10^{-3} \\ 2.0526 \times 10^{-3} \\ 2.0329 \times 10^{-3} \\ 2.008 \times 10^{-3} \\ 1.978 \times 10^{-3} \\ 1.7365 \times 10^{-3} \\ 1.3067 \times 10^{-3} \\ 8.7314 \times 10^{-4} \\ 4.3718 \times 10^{-4} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U2= \begin{bmatrix} -1.36 \times 10^{-5} \\ -1.2068 \times 10^{-5} \\ -8.9085 \times 10^{-6} \\ -4.5491 \times 10^{-6} \\ 4.2298 \times 10^{-7} \\ 5.338 \times 10^{-6} \\ 9.5339 \times 10^{-6} \\ 1.1065 \times 10^{-5} \\ 1.0182 \times 10^{-5} \\ 7.7369 \times 10^{-6} \\ 4.1768 \times 10^{-6} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U3= \begin{bmatrix} 4.6147 \times 10^{-6} \\ 2.8942 \times 10^{-6} \\ -1.1575 \times 10^{-7} \\ -3.0744 \times 10^{-6} \\ -4.6629 \times 10^{-6} \\ -4.1736 \times 10^{-6} \\ -1.8249 \times 10^{-6} \\ 1.2311 \times 10^{-6} \\ 3.7009 \times 10^{-6} \\ 4.2936 \times 10^{-6} \\ 2.8395 \times 10^{-6} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U4= \begin{bmatrix} -1.6051 \times 10^{-3} \\ -4.9007 \times 10^{-4} \\ 1.0320 \times 10^{-3} \\ 1.6971 \times 10^{-3} \\ 9.5316 \times 10^{-4} \\ -5.822 \times 10^{-4} \\ -1.6341 \times 10^{-3} \\ -1.1273 \times 10^{-3} \\ 2.7681 \times 10^{-4} \\ 1.4193 \times 10^{-3} \\ 1.3011 \times 10^{-3} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U5= \begin{bmatrix} -1.2835 \times 10^{-6} \\ -3.9188 \times 10^{-7} \\ 8.2518 \times 10^{-7} \\ 1.357 \times 10^{-6} \\ 7.6216 \times 10^{-7} \\ -4.6553 \times 10^{-7} \\ -1.3067 \times 10^{-6} \\ -9.0142 \times 10^{-7} \\ 2.2135 \times 10^{-7} \\ 1.1349 \times 10^{-6} \\ 1.0404 \times 10^{-6} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U6= \begin{bmatrix} -3.4398 \times 10^{-7} \\ 1.7599 \times 10^{-7} \\ 3.7796 \times 10^{-7} \\ -1.0297 \times 10^{-7} \\ -3.9787 \times 10^{-7} \\ 2.6112 \times 10^{-8} \\ 4.0288 \times 10^{-7} \\ 1.3695 \times 10^{-8} \\ -3.975 \times 10^{-7} \\ 8.7235 \times 10^{-9} \\ 3.9810 \times 10^{-7} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U7= \begin{bmatrix} 1.4024 \times 10^{-7} \\ -1.4209 \times 10^{-7} \\ -8.2502 \times 10^{-8} \\ 1.7561 \times 10^{-7} \\ 1.1141 \times 10^{-8} \\ -1.8014 \times 10^{-7} \\ 6.206 \times 10^{-8} \\ 1.3178 \times 10^{-7} \\ -7.5881 \times 10^{-8} \\ -7.5729 \times 10^{-8} \\ 1.1937 \times 10^{-7} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U8= \begin{bmatrix} -1.0111 \times 10^{-7} \\ 1.4557 \times 10^{-7} \\ -3.2266 \times 10^{-8} \\ -1.1601 \times 10^{-7} \\ 1.3855 \times 10^{-7} \\ -1.0939 \times 10^{-8} \\ -1.2854 \times 10^{-7} \\ 1.3177 \times 10^{-7} \\ 5.8909 \times 10^{-8} \\ -2.0947 \times 10^{-7} \\ 1.7565 \times 10^{-7} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U9= \begin{bmatrix} 5.5542 \times 10^{-8} \\ -9.6387 \times 10^{-8} \\ 6.6827 \times 10^{-8} \\ 1.1547 \times 10^{-8} \\ -8.1488 \times 10^{-8} \\ 9.1904 \times 10^{-8} \\ -3.5193 \times 10^{-8} \\ -3.7063 \times 10^{-8} \\ 6.5655 \times 10^{-8} \\ -7.5934 \times 10^{-8} \\ 4.8076 \times 10^{-8} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U10= \begin{bmatrix} -1.2851 \times 10^{-8} \\ 2.7109 \times 10^{-8} \\ -3.3681 \times 10^{-8} \\ 3.0706 \times 10^{-8} \\ -1.9027 \times 10^{-8} \\ 1.9561 \times 10^{-9} \\ 1.5669 \times 10^{-8} \\ -2.8388 \times 10^{-8} \\ 1.8199 \times 10^{-8} \\ -1.2194 \times 10^{-8} \\ 5.8943 \times 10^{-9} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 U11= \begin{bmatrix} 2.4411 \times 10^{-9} \\ -5.6637 \times 10^{-9} \\ 8.7078 \times 10^{-9} \\ -1.1477 \times 10^{-8} \\ 1.3884 \times 10^{-8} \\ -1.5855 \times 10^{-8} \\ 1.7327 \times 10^{-8} \\ -1.9385 \times 10^{-8} \\ 9.8554 \times 10^{-9} \\ -5.4182 \times 10^{-9} \\ 2.3110 \times 10^{-9} \end{bmatrix}
 \end{array}$$

V.3.14. Energie modales E_i et Pourcentage d'énergie : $E_{i=\frac{1}{2}U_i^T K U_i}$

$E_{i=\frac{1}{2}U_i^T K U_i}$	Pourcentage d'énergie :	$\frac{E_i}{E_t} \times 100\%$
E1= 4556,49	E1=97,46	
E2= 60,67	E2=1,3	
E3= 30,01	E3=0,64	
E4= 15,98	E4=0,34	
E5= 4,47	E5=0,09	
E6= 3,50	E6=0,074	
E7= 2,99	E7=0,064	
E8= 1,23	E8=0,0263	
E9= 0,041	E9=8,76933×10 ⁻⁴	
E10= 0,0023	E10=4,91938×10 ⁻⁵	
E11= 0,0031	E11=6,63047×10 ⁻⁵	

$E_T=4675,386$ (joule)

V.3.15. Nombre de mode à considérer :

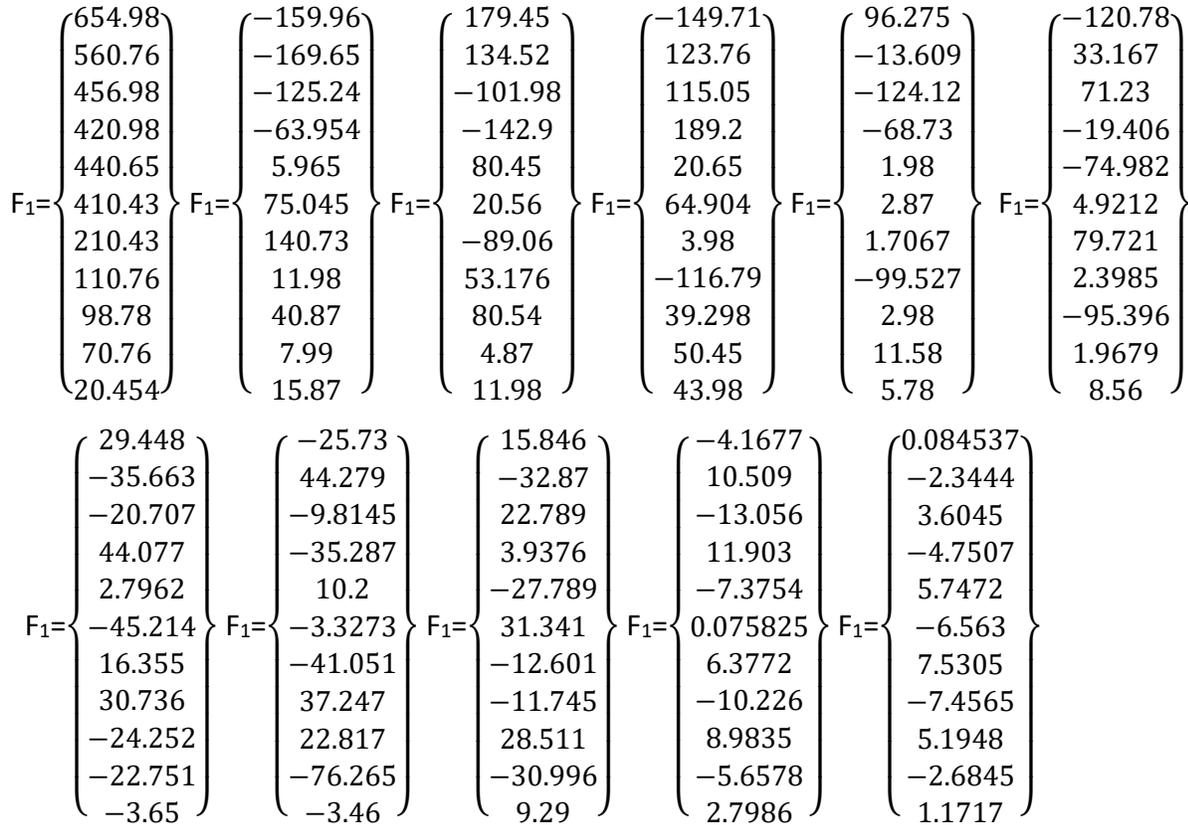
Pour les structures représentées par des modelés plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20s$$

V.3.16. Force statique équivalente : $F_i = G_i \times M :$



V.3.17. La superposition quadratique des forces :

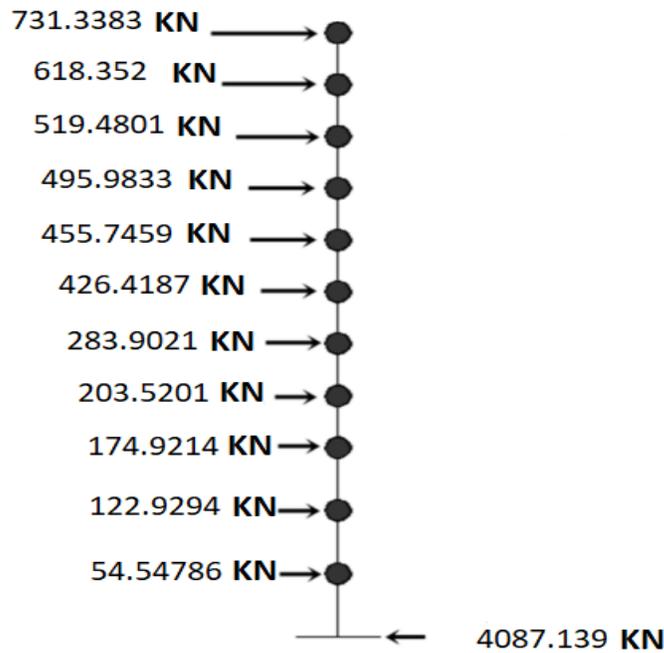


Figure V.4 : Distribution des forces sismiques.

V.4. Etude par ordinateur :

V.4.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure repose essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA). Cela consiste à soumettre la structure à des vibrations sans l'influence de forces extérieures, afin d'étudier son comportement à travers ses caractéristiques dynamiques propres.

Le but initial de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres. Étant donné que l'étude dynamique d'une structure dans son état réel est souvent très complexe, on recourt fréquemment à des modélisations pour simplifier suffisamment le problème et permettre son analyse.

V.4.2. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation consiste à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, tout en reflétant avec précision les paramètres du système d'origine, tels que la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, la modélisation vise à trouver un modèle simplifié qui se rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en prenant en compte de manière précise la masse et la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4.3. Modélisation de la structure étudiée :

En raison de la complexité des calculs et du suivi manuel, l'utilisation de l'ordinateur pour automatiser ces tâches est la solution optimale pour gagner du temps, réduire les efforts et minimiser les erreurs. Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour le logiciel de calcul par éléments finis (Etabs 2009.)

V.4.4. Présentation du logiciel :

- Nom du programme :Etabs
- Version : 2009
- Entrepris productrice : Autodesk.

V.4.5. Description de logiciel :

ETABS est un logiciel spécialisé dans le calcul des structures de bâtiments, offrant une interface graphique intuitive pour modéliser différents types de constructions. Il propose des fonctionnalités avancées pour réaliser des analyses statiques et dynamiques complètes, prenant en compte les propriétés non linéaires des matériaux. Conforme aux normes internationales, ETABS permet un dimensionnement précis des éléments structurels. Il se distingue par sa facilité d'utilisation, ses capacités automatiques de répartition des charges et son intégration avec d'autres logiciels du secteur.

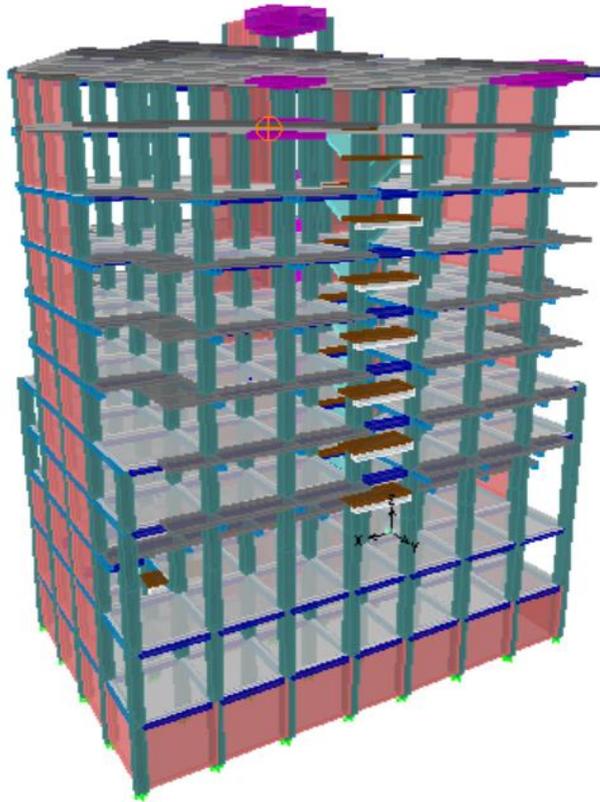


Figure V.5 : Modélisation 3D de la structure.

V.4.6. Choix de disposition des voiles :

À partir des plans d'architecture, nous avons entrepris une recherche pour optimiser la disposition des voiles, afin d'assurer une meilleure reprise et absorption des actions sismiques. Après de nombreuses études, nous avons abouti à la disposition des voiles illustrée dans la figure suivante :

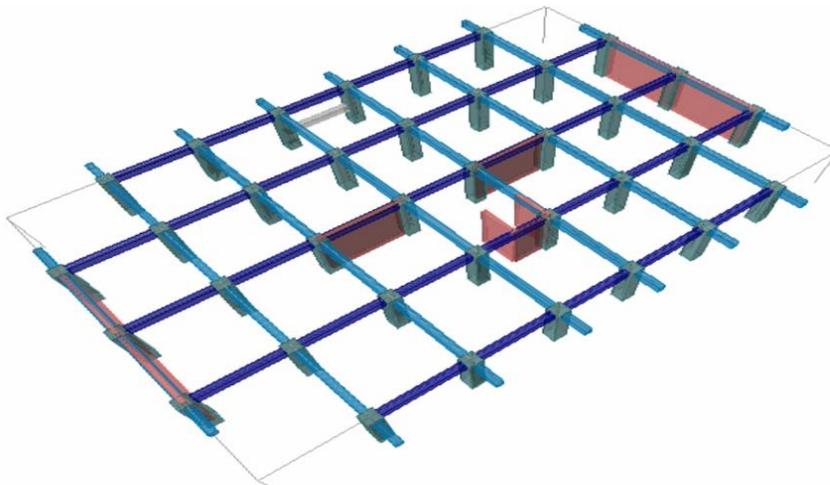


Figure V.6 : Disposition des voiles.

V.4.7. Caractéristiques Géométriques :

a) Centre de masse:

Le centre de masse est, par définition, le point d'application de la résultante des forces sismiques. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont déterminées à l'aide des formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: sont les coordonnées de l'élément " i ".

b) Centre de rigidité :

Le centre de rigidité, ou centre de torsion, est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. En d'autres termes, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général, deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion coïncident, les efforts horizontaux (séisme, vent, etc.) ne provoquent qu'une translation de la structure.
- Si, en revanche, le centre de masse est décalé par rapport au centre de torsion, la structure subit à la fois une translation et une rotation.

Dans le cadre d'une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré dans chaque direction.

V.4.8. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est définie comme la distance mesurée entre le centre de gravité et le centre de torsion. Pour déterminer l'excentricité d'une structure, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales aura une excentricité égale à la plus grande valeur de l'excentricité calculée ou à l'excentricité réglementaire par rapport au centre de torsion.

• Excentricité théorique:

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \qquad e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

• Excentricité accidentelle:

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du

bâtiment :
$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

$e_{ax} = 1.4m$

$e_{ay} = 0.9m$

Après l'analyse automatique effectuée par le logiciel robot, le tableau suivant a été créé :

Story	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion(m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
TERRASSE	515,3877	13,907	8,505	13,478	7,392	-0,429	-1,113
NIV8	527,8824	13,69	8,631	13,527	7,155	-0,163	-1,476
NIV7	531,0846	13,686	8,671	13,549	6,888	-0,137	-1,783
NIV6	531,0846	13,686	8,671	13,569	6,529	-0,117	-2,142
NIV5	531,0846	13,686	8,671	13,583	6,042	-0,103	-2,629
NIV4	472,2495	13,687	8,719	13,589	5,363	-0,098	-3,356
NIV3	541,3659	13,686	8,799	13,587	4,41	-0,099	-4,389
NIV2	555,2132	13,685	8,795	13,579	3,068	-0,106	-5,727
NIV1	426,2913	13,571	7,067	13,575	1,743	0,004	-5,324
Rdc	573,9279	12,861	8,768	13,665	3,563	0,804	-5,205
ss	600,8461	13,569	8,35	13,736	8,58	0,167	0,23
	5806,418						

Tableau V. 6 : Centres de masse et de rigidité.

V.4.9. Modes de vibrations et participations massique :

Mode	Période	Facteurs de participation massique (%)					Nature
		U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y	Sum R _z	
1	0,644102	61,7928	0,0273	61,7928	0,0273	0	Translation
2	0,566813	0,0359	64,4539	61,8287	64,4812	0	Translation
3	0,432935	0,8162	0,0853	62,6449	64,5665	0	Torsion
4	0,168878	16,0663	0,0224	78,7112	64,5889	0	/
5	0,145262	0,022	22,1267	78,7332	86,7156	0	/
6	0,107288	0,0001	0,0034	78,7333	86,719	0	/
7	0,08522	7,2426	0,0028	85,9758	86,7218	0	/
8	0,077009	0,1523	0,0018	86,1282	86,7236	0	/
9	0,070716	0,0041	6,3808	86,1323	93,1044	0	/
10	0,059536	4,0477	0,0002	90,18	93,1046	0	/
11	0,051677	1,2763	0,0121	91,4563	93,1166	0	/
12	0,047366	0,183	1,4695	91,6392	94,5861	0	/

Tableau V.7 : Périodes, modes et facteur de participation massique.

a) Nombre de modes à considérer :

- 1- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.64s$.
- 2- Les 1ere et 2ème modes sont des modes de translation.
- 3- Le 3ème mode est un mode de rotation. On retient les 10 premiers modes, afin que le coefficient de participation massique atteigne les 90%, comme l'exige le RPA99/version 2003.

b) Estimation de la période fondamentale :

Les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30%.

$$T_{reg} = 1.3 TRPA \qquad TRPA = CT (hN)^{3/4}$$

Dans notre cas : $CT = 0.05$ $hN = 35.87$ m $TRPA = 0.73$ s

$$T_{CAL} = 0.64 \text{ s} < 1.3 \times T_{RPA} = 0.95s \text{ condition v}$$

c) Schéma des 3 premiers modes de vibration :

- **1er mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe (x-x) de période $T = 0.64s$.

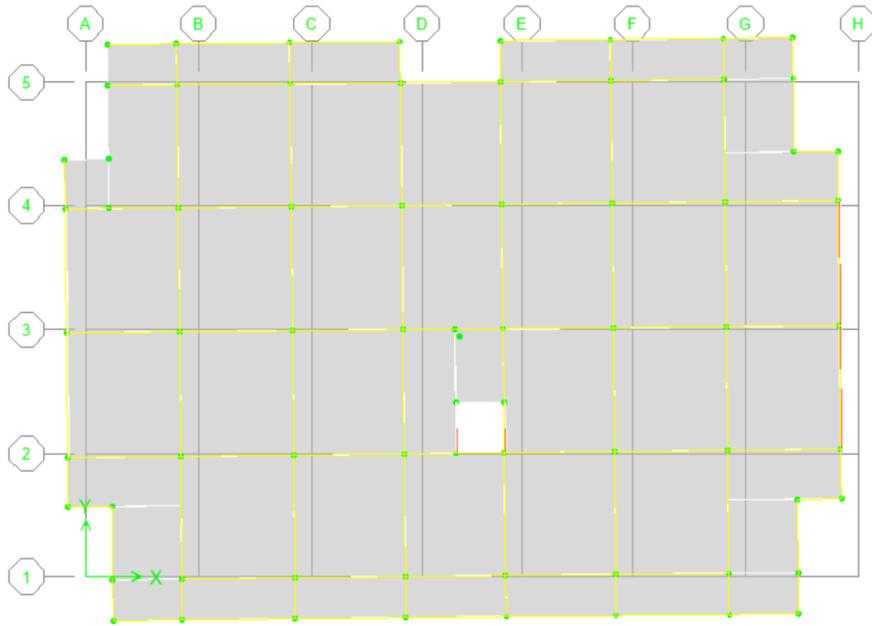


Figure V.7 : Mode de translation (x-x).

- **2eme mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe (y-y) de période $T = 0.56 s$.

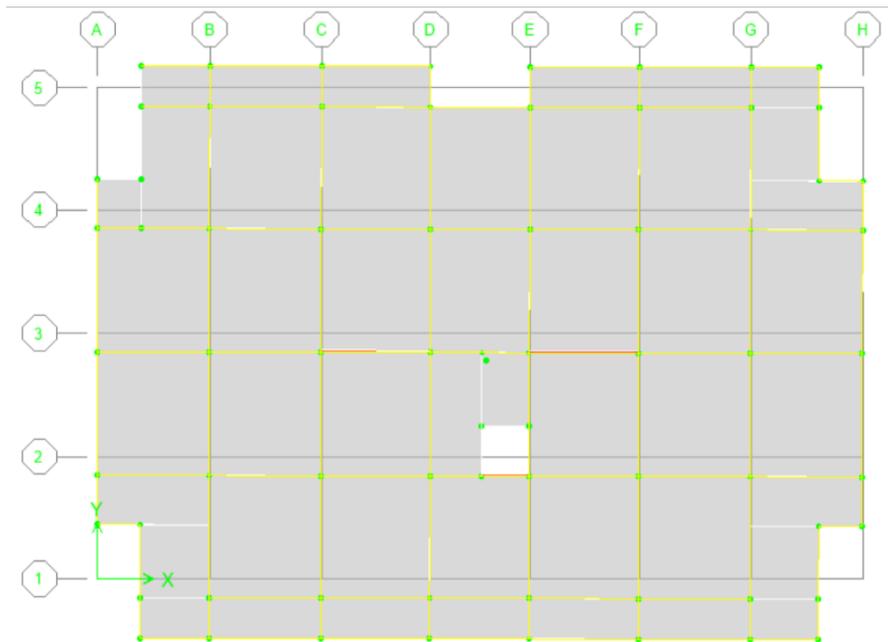


Figure V.8 : Mode de translation (y-y).

- **3eme mode** : c'est un mode de rotation de période $T = 0.43$ s.

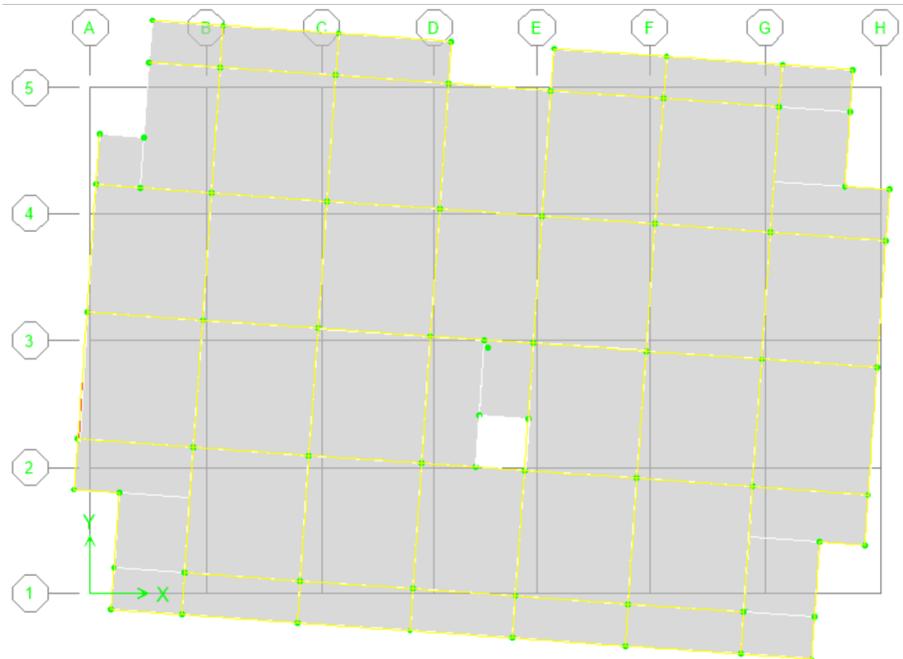


Figure V.9 : Mode de torsion (z-z).

V.5. Etude sismique :

Le nord de l'Algérie étant soumis à une forte activité sismique, cette étude vise à déterminer les sollicitations sismiques à chaque niveau de la structure

V.5.1. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Le règlement parasismique algérien propose trois manières différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.5.2. Choix de la méthode de calcul :

Étant donné que notre bâtiment de 35.87 m de hauteur dépasse les 17 m, la méthode statique équivalente du RPA99/version 2003 ne s'applique pas. Nous utiliserons donc la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure et à calculer les effets maximaux d'un séisme, représenté par un spectre de réponse. Les modes propres sont influencés par la masse, l'amortissement et les forces d'inertie de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

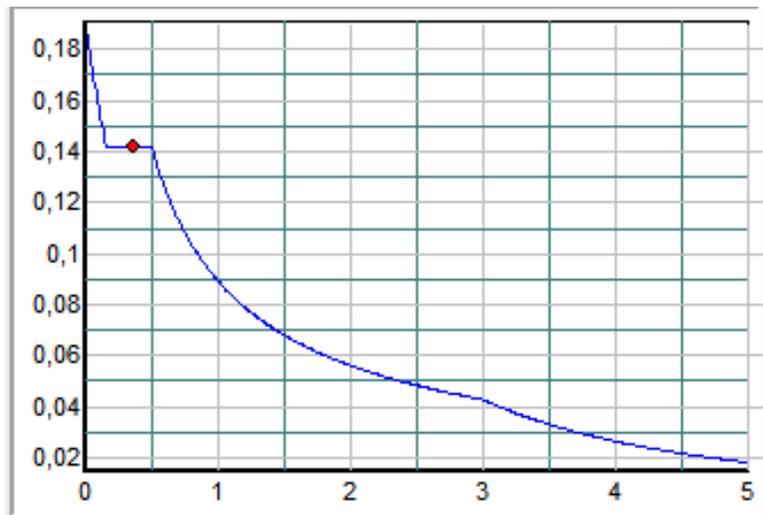


Figure V.10 : Spectre de réponse.

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$
- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique

a) Classification du site :

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7). Selon le rapport géogénique on est en présence d'un Site ferme (S3)

$$T_1 = 0,15\text{sec} \quad \text{et} \quad T_2 = 0,50\text{sec}$$

b) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de zone (A) dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Pour notre bâtiment situé en zone sismique 2a et appartenant au groupe d'usage 2, donc :

$$A=0.15$$

c) facteur de qualité (Q) :

La valeur de qualité Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003):

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau ci-dessous:

Critère q	P _q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	N/observé	0.05
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
Q = 1 + □ P_q = 1.20		

Tableau V.8 : Valeur du facteur de qualité Q.

d) coefficient de comportement global de la structure

Selon le RPA, parce que dans notre cas on a utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions on est conseiller d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite alors on a utilisé le cas des voiles porteurs donc notre : **R = 3.5**

e) Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2, \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

- η : facteur de correction d'amortissement :

Quand l'amortissement est différent de 5%, η est donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ (%) = 7% Pourcentage d'amortissement critique (portique en béton armée)

$$\Rightarrow \eta = 0.882 > 0.7$$

$$\Rightarrow D = 2.23$$

V.6. Les vérifications des exigences du RPA99/2003 :

V.6.1. L'effort tranchant model à la base :

Est donnée par la formule suivante : $V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

V_t : l'effort tranchant à la base. A_i : coefficient de participation. W_i : poids total de la structure.

Période	W (KN)	(x-x)			(y-y)		
		Sa/g	Ux	Vx	Sa/g	Uy	Vy
0,644102	60367,4	0,120	0,0359	1107,33	0,120	64,4539	1246,74
0,566813	60367,4	0,131	0,8162	1938,1	0,131	0,0853	2204,88
0,432935	60367,4	0,142	16,0663	2616,47	0,142	0,0224	2964,04
0,168878	60367,4	0,142	0,022	3187,69	0,142	22,1267	3577,8
0,145262	60367,4	0,145	0,0001	3660,52	0,145	0,0034	4093,09
0,107288	60367,4	0,157	7,2426	4001,98	0,157	0,0028	4471,2
0,08522	60367,4	0,163	0,1523	4318,62	0,163	0,0018	4826,23
0,077009	60367,4	0,163	0,0041	4565,72	0,163	6,3808	5123,99
0,070716	60367,4	0,166	4,0477	4676,02	0,166	0,0002	5300,82
0,059536	60367,4	0,169	1,2763	4790,17	0,169	0,0121	5474,98
0,051677	60367,4	0,172	0,183	4830,97	0,172	1,4695	5554,61

Tableau V.9 : Valeur de l'effort tranchant à la base.

V.6.2. Combinaison des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ (avec } T_i \leq T_j \text{) vérifie la relation suivante : } r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$$

a) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

- E : effort de l'action sismique considéré.
- E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».
- K : nombre de mode retenu

b) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la

réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

Mode	Périodes	r = T_i/T_j	Observation
1	0,644102	0,880005	CV
2	0,566813	0,763806	CV
3	0,432935	0,390077	CNV
4	0,168878	0,860159	CV
5	0,145262	0,738583	CV
6	0,107288	0,794311	CV
7	0,08522	0,903649	CV
8	0,077009	0,918282	CV
9	0,070716	0,841903	CV
10	0,059536	0,867996	CV
11	0,051677	0,916578	CV
12	0,047366	/	CV

Tableau V.10 : Combinaison des réponses modales.

V.6.3. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \delta_{eK}$ (art 4-19 RPA2003)

- δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
- R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (art 4-20 RPA2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

etg	(X-X)				(Y-Y)				0,01h	Obs
	δ_{ek} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δk (x)	δ_{ek} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δk (y)		
9	0,0177	0,06195	0,056	0,00595	0,0157	0,05495	0,04865	0,0063	0,0306	cv
8	0,016	0,056	0,042	0,014	0,0139	0,04865	0,042	0,00665	0,0306	cv
7	0,0141	0,04935	0,0287	0,02065	0,012	0,042	0,03535	0,00665	0,0306	cv
6	0,012	0,042	0,0161	0,0259	0,0101	0,03535	0,0287	0,00665	0,0306	cv
5	0,0098	0,0343	0,0063	0,028	0,0082	0,0287	0,02205	0,00665	0,0306	cv
4	0,0076	0,0266	0,00105	0,02555	0,0063	0,02205	0,0161	0,00595	0,0306	cv
3	0,0054	0,0189	0,0119	0,007	0,0046	0,0161	0,01085	0,00525	0,0306	cv
2	0,0034	0,0119	0,00525	0,00665	0,0031	0,01085	0,0063	0,00455	0,0306	cv
1	0,0015	0,00525	0,00315	0,0021	0,0018	0,0063	0,0035	0,0028	0,0340	cv
RDC	0,0009	0,00315	0,0007	0,00245	0,001	0,0035	0,00105	0,00245	0,0408	cv
SS	0,0002	0,0007	0	0,0007	0,0003	0,00105	0	0,00105	0,0391	cv

Tableau V.11 : Déplacement inter-étage.

Conclusion :

Les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques dans les deux directions sont inférieurs aux limites admissibles définies par le RPA, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales.

V.6.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99 version 2003 Art5-9) :

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
 - P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.
 - V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »
 - h_K : hauteur de l'étage « K »
 - Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

Etage	$h_k(m)$	$P_k(kN)$	(X-X)			(Y-Y)			OBS.
			$\Delta k_x(m)$	$Vk_x(KN)$	θk_x	$\Delta k_y(m)$	$Vk_y(KN)$	θk_y	
9	3,06	5219,099	0,00595	1107,33	0,00916461	0,0063	1246,74	0,00861864	CV
8	3,06	5399,984	0,00665	1938,1	0,00605503	0,00665	2204,88	0,0053224	CV
7	3,06	5431,397	0,00735	2616,47	0,00498611	0,00665	2964,04	0,00398224	CV
6	3,06	5431,397	0,0077	3187,69	0,00428751	0,00665	3577,8	0,0032991	CV
5	3,06	5431,397	0,0077	3660,52	0,00373369	0,00665	4093,09	0,00288377	CV
4	3,06	4780,932	0,0077	4001,98	0,00300612	0,00595	4471,2	0,00207914	CV
3	3,06	5458,964	0,007	4318,62	0,00289162	0,00525	4826,23	0,00194062	CV
2	3,06	5594,806	0,00665	4565,72	0,00266303	0,00455	5123,99	0,00162355	CV
1	3,40	4280,422	0,0021	4676,02	0,00056539	0,0028	5300,82	0,000665	CV
RDC	4,08	5732,506	0,00245	4790,17	0,00071862	0,00245	5474,98	0,00062874	CV
SS	3,91	6017,805	0,0007	4830,97	0,00022301	0,00105	5554,61	0,00029094	CV

Tableau V.12 : Vérification de l'effet P- Δ .

V.7. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base VT obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/VT$.

$$V = \frac{A D Q}{R} W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone
- Q : facture de qualité
- W : poids total du bâtiment
- D : facture d'amplification dynamique moyen
- R : coefficient de comportement

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

SENCE	V _{ST} (KN)	0.8V _{ST} (KN)	V _{dyn} (kN)	vérification
X-X	6923,28	5538,624	4835,469	cv
Y-Y	6923,28	5538,624	5521,523	cv

Tableau V.13: Résultante des forces sismiques de calcul.

V.7.1. Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$\Rightarrow M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$\Rightarrow M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
x-x	60367,4	13,93	840917,8	132045,5	6,368394	cv
y-y	60367,4	9	543306,6	149313,6	3,638694	cv

Tableau V.14: Vérification de non renversement.

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

V.7.2. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3) :

L'article 7-4-3-1 du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit afin de prévenir la rupture fragile de la section en béton.

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

- N_d : l'effort normal maximal
- B : section du poteau.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Section	N(KN)	fC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
55× 55	2002,56	25	0,26	cv

Tableau V.15: Vérification de l'effort normal réduit.

V.7.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

- F_i : effort horizontal revenant au niveau i
- h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau de plancher quelconque

- W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j Dans notre cas ($T=1.23s > 0.7s$) donc on aura $F_t= 0.07TV$

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7\text{sec} \end{cases} \quad \text{Dans notre cas } F_t=0$$

Niv	H(m)	(X-X)		(Y-Y)	
		V(KN)	F(KN)	V(KN)	F(KN)
9	35,87	1107,33	1107,33	1246,74	1246,74
8	32,81	1938,1	830,8	2204,88	958,14
7	29,75	2616,47	678,37	2964,04	759,16
6	26,69	3187,69	571,22	3577,8	613,76
5	23,63	3660,52	472,83	4093,09	515,29
4	20,57	4001,98	341,46	4471,2	378,11
3	17,51	4318,62	316,64	4826,23	355,03
2	14,45	4565,72	247,1	5123,99	297,76
1	11,39	4676,02	110,3	5300,82	176,83
Rdc	7,99	4790,17	114,15	5474,98	174,16
Ss	3,91	4830,97	40,8	5554,61	79,63

Tableau V.16: distribution des forces sismiques.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs est satisfaisante et résistera à l'action sismique.

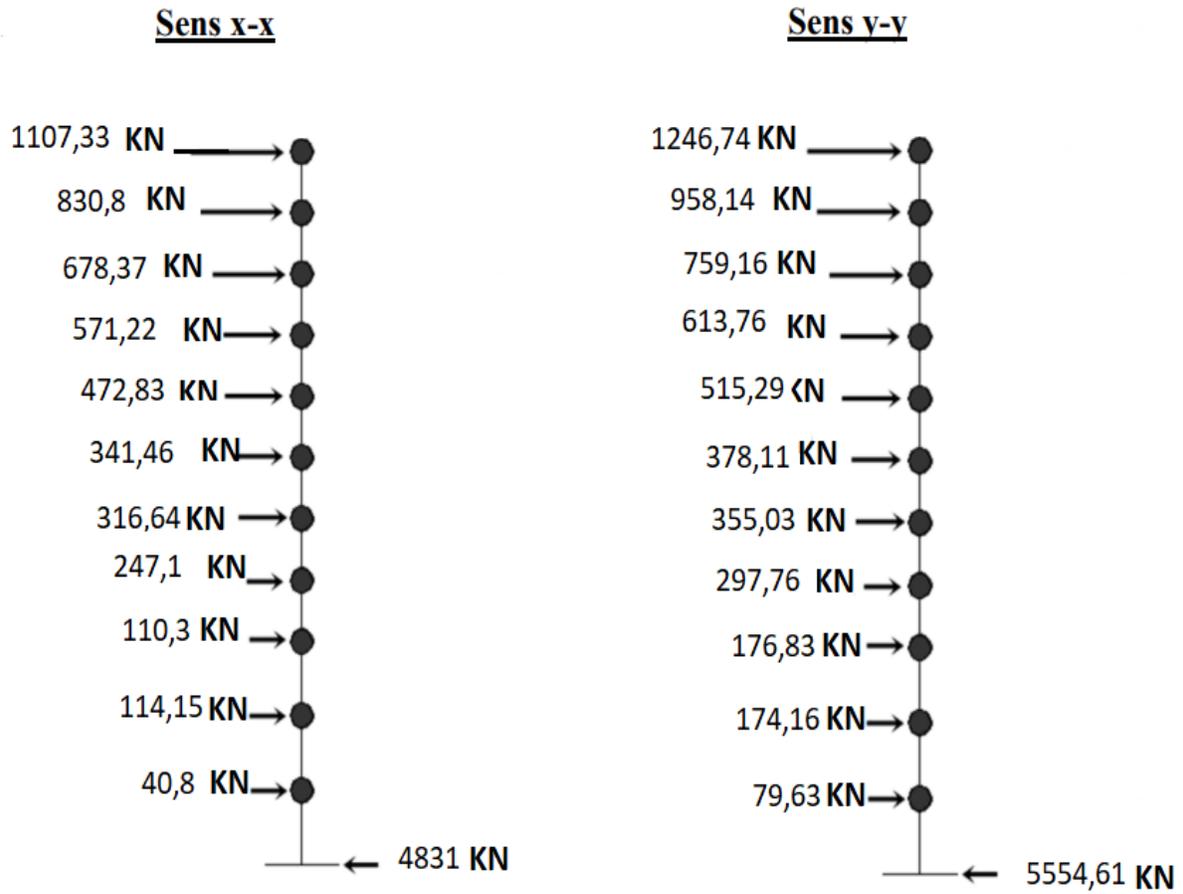


Figure V.11 : Distribution des forces sismiques.

VI. Calcul des éléments principaux :

Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations. Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le BAEL91, et le RPA99 V 2003 de façon à pouvoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.



Figure VI.1 : Sollicitations du poteau en 3D.

VI.1.1. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

BAEL Situation durabl	RPA99/V2003 Situation accidentelle
ELU.....1.35G+1.5Q	G+Q±E
ELS.....G+Q	0.8G±E

Tableau VI.1 : Combinaison des charges.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ROBOT**.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations suivantes :

- Nmax et M correspondant
- Nmin et M correspondant
- Mmax et N correspondant

Les sollicitations internes d'élément sont données par le logiciel :

section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)
55×55	G + Q ± EX	2002.56	100.98
		115.23	21.65
		1101.22	73.22

Tableau VI.2 : Les sollicitations internes.

VI.1.2. Ferrailage :

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

- leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 φ en zone II

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II

VI.1.3. Exemple de calcul :

D'après les efforts obtenus par le logiciel ROBOT, et à partir de la combinaison la plus défavorable, le poteau le plus sollicité.

Étape de calcul	Indice	Formule	Valeurs	Unités
Excentricités et sollicitations	ea	$\max(2cm; \frac{L}{250})$	0.02	m
	e1	$(\frac{Mu}{Nu}) + ea$	0.086	m
	α	$\frac{Mu}{Ms + Mu}$	0.77	/
	e2	$(\frac{3.lf^2}{10000h})(2 + \alpha\phi)$	0.015	m
	Mu corr	Nu .e	111.22	KN.m
	Mua	$Mu\ corr + (Nu(d - \frac{h}{2}))$	1047.41	.m
	μ_{bu}	$(\frac{Mua}{b.d^2.fbu})$	0.547	/
armatures longitudinales	μ_u	$10^{-4}(3440.\theta_y + 49(\frac{fc28}{\theta} - 3050))$	0.33	/
	μ_{bu}	$0.8\frac{h}{d}(1 - 0.4\frac{h}{d})$	0.49	/
	Zb	$d(1 - 0.6\mu_{bu})$	0.33	m
	Au	$\frac{Mua}{Zb\sigma_s}$	7.3	cm ²
	A flexion composé	$Au - (\frac{Nu}{fed})$	3.3	cm ²

Tableau VI.3: Exemple de calcul des armatures longitudinales.

VI.1.4.Recommandations :

Les recommandations données par RPA99/VERSION2003 et BAEL et CBA sont résumées dans les tableaux suivants:

CBA	RPA		BAEL	
Acnf	Amin	Amax	Amin	Amax
$Acnf \geq \frac{0.23.b.d.ft28}{fe}$	0.8%B	Zcou= 3%B Zrec=6%B	$\max(\frac{4cm2}{ml}; \frac{2B}{1000})$	$\frac{5B}{100}$

Tableau VI.4: Recommandation de calcul.

- B : section du béton=b x h.
- d=0.9.h

VI.1.5. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Amin(cm ²)				max (cm ²)				
	Acal	Acnf	RPA	BAEL	BAEL	RPA		choix	Aadp
						Zcou	Zrec		
(55×55)	0	6.43	24.2	6.05	151.25	90.75	181.5	8HA20	25.13

Tableau VI.5: Calcul des armatures longitudinales.

VI.1.6. Ferrailage transversal :

Selon le RPA article 7.42.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

Armatures transversales (cm ²)	L'épaisseur des cadres (cm)		La quantité d'armatures transversales minimales (%)		
	Zone Recouvrement	Zone courant	$\lambda_g \geq 5$	$\lambda_g \leq 3$	$3 < \lambda_g < 5$
$\frac{A_t}{t} = \frac{pav_u}{htfe}$	$t \leq 10cm$	$t' \leq \min(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_{lmin})$	0.3	0.5	interpolation

Tableau VI.6: Recommandations de calcul.

Section	Zone	$\lambda_g = \frac{lf}{h}$	$\lambda_g > 5mpa$	At (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	RPA (%)	St (cm)	obs
55×55	Zcour	5.19	2.5	2.7	5φ10	3.92	0.3	15	CV
	Zrec			1.8				10	CV

Tableau VI.7 : Calcul des armatures transversales.

VI.1.7. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poteaux, donc la seule vérification

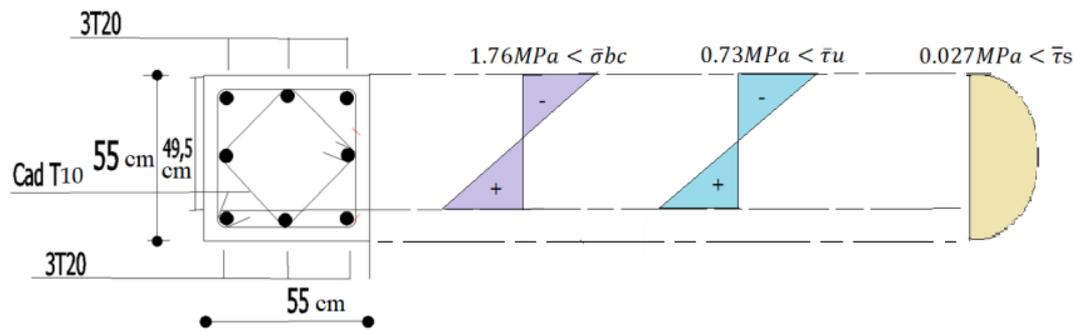


Figure VI.2 : Vérification des contraintes.

VI.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier

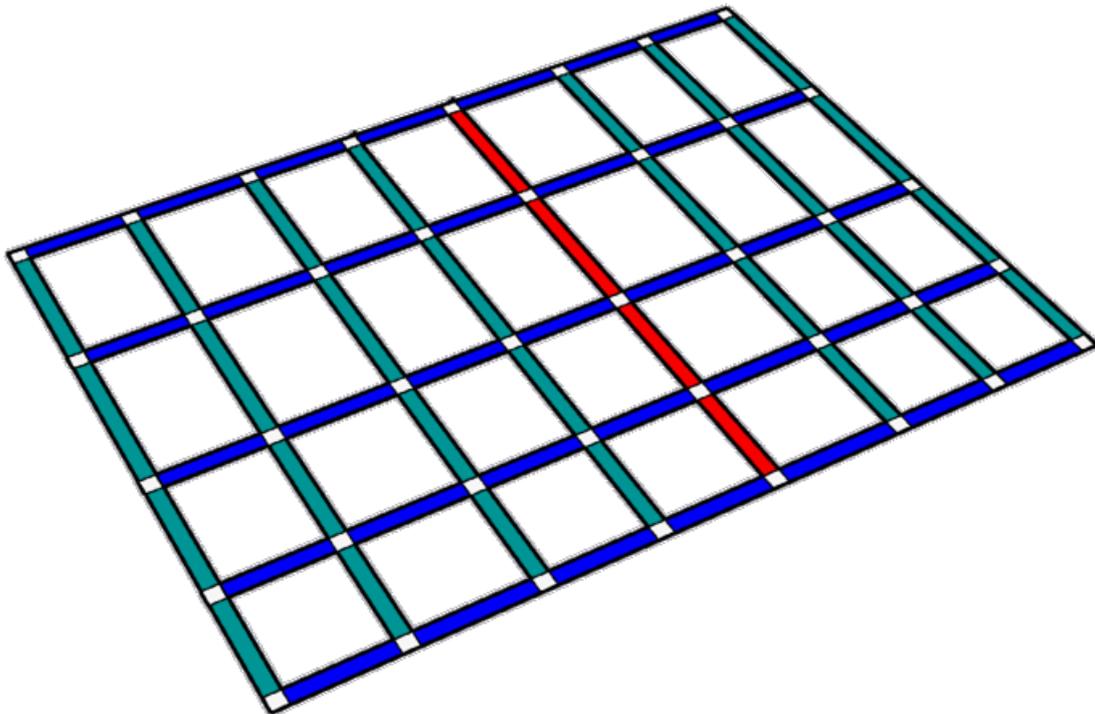


Figure VI.3 : Disposition de la poutre principale.

VI.2.1. Schéma statique :

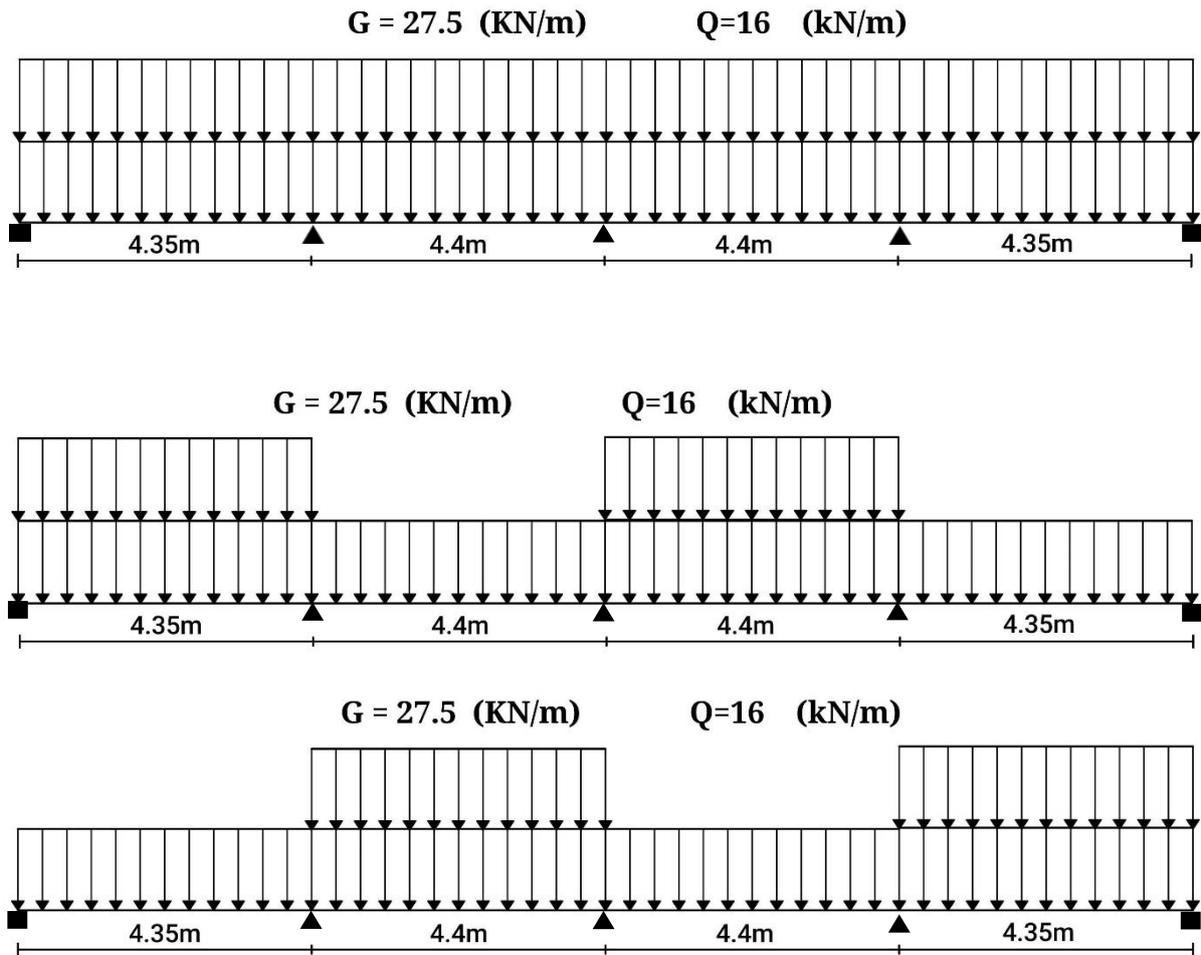


Figure VI .4 : Schéma statique des poutres.

VI.2.2. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

a) Calcul des moments fléchissant :

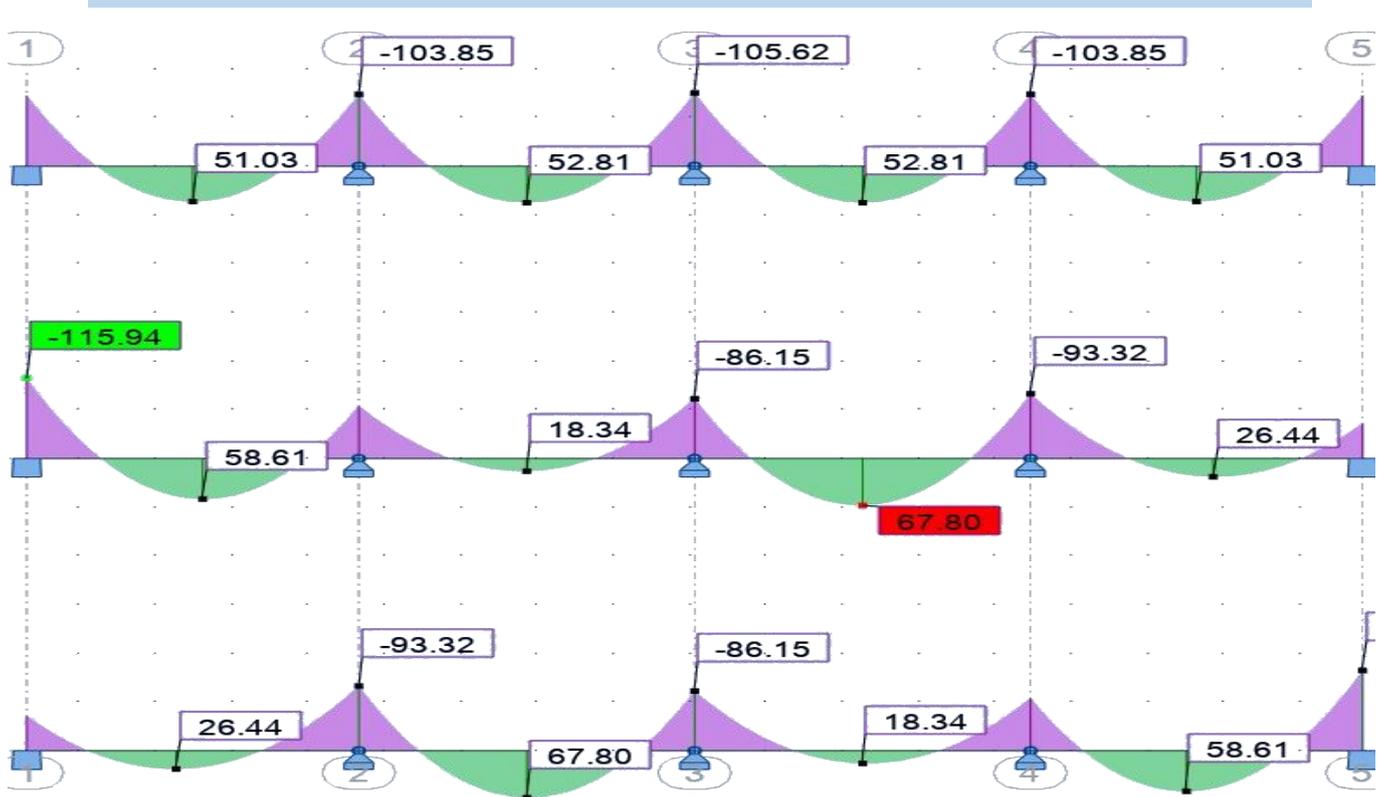


Figure VI .6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

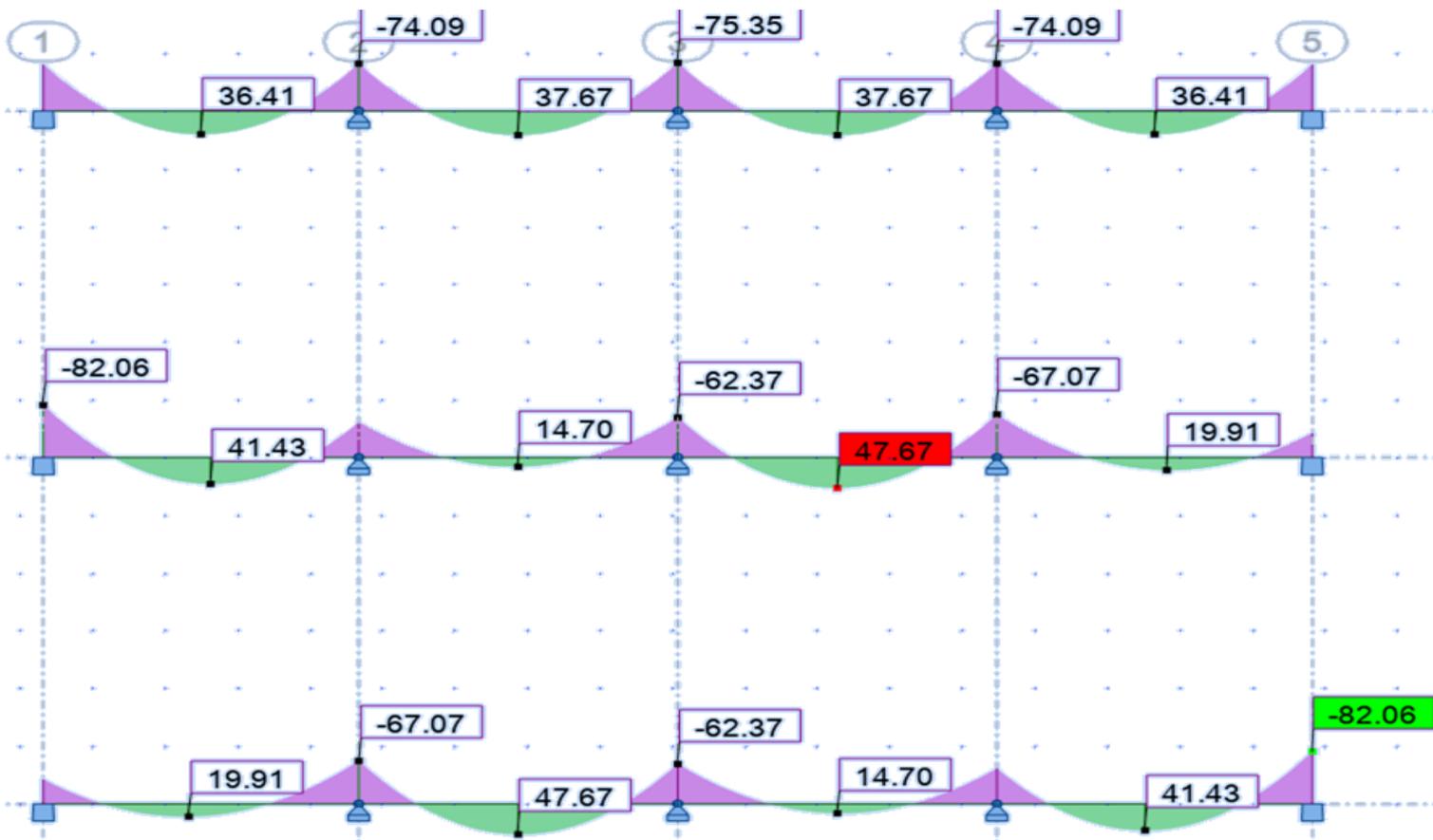


Figure VI .6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b) calcul de l'effort tranchant :

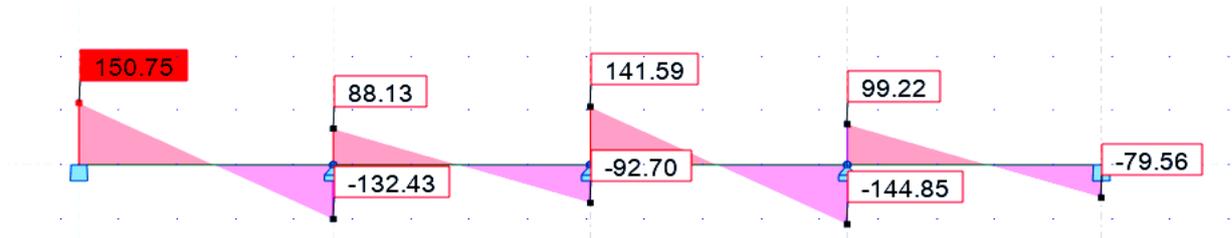


Figure VI.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Section (cm x cm)	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)
poutre principale	30 x 40	115.94	67.8

Table VI.8 : Sollicitations de calcul.

VI.2.3. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

	Acal (cm^2)	Amin (cm^2)	Amax (cm^2)	Choix des barres	Aadp (cm^2)	St (cm)
ZONE COURANTE	3.91	6	48	3HA16	6.03	10
ZONE DE RECOUVREMENT	9.21	6	72	6HA16	12.06	10

Tableau VI.9 : Calcul des armatures longitudinales.

VI.2.4. Armature transversal :

Selon le BEAL91	Selon le RPA99V2003		Choix des barres
	Zone nodale	Zone courante	
$St \leq (0.9d ; 40cm)$ $St = 15 cm$	$st \leq \min(h/4 ; 12\phi l ; 30cm)$ $St=10cm$	$St \leq h/2$ $St=15cm$	$St = 15 cm$ $\phi t = 8mm$
$At \leq \frac{(0.4 . b . St)}{fe}$ $At = 0.6cm^2$	$At = 0.003 . s . b$		
$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l\right)$ $\phi t = 8mm$	$At = 1.8 cm^2$		

Tableau VI.10 : Minimum d'At à adopter.

a) Calcul d'armatures transversales :

Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	choix	Aadp (cm ²)	st
1.2	0.6	6HA8	3.02	10

Tableau VI.11 : Calcul des armatures transversales

VI.2.5. Vérification des contraintes:

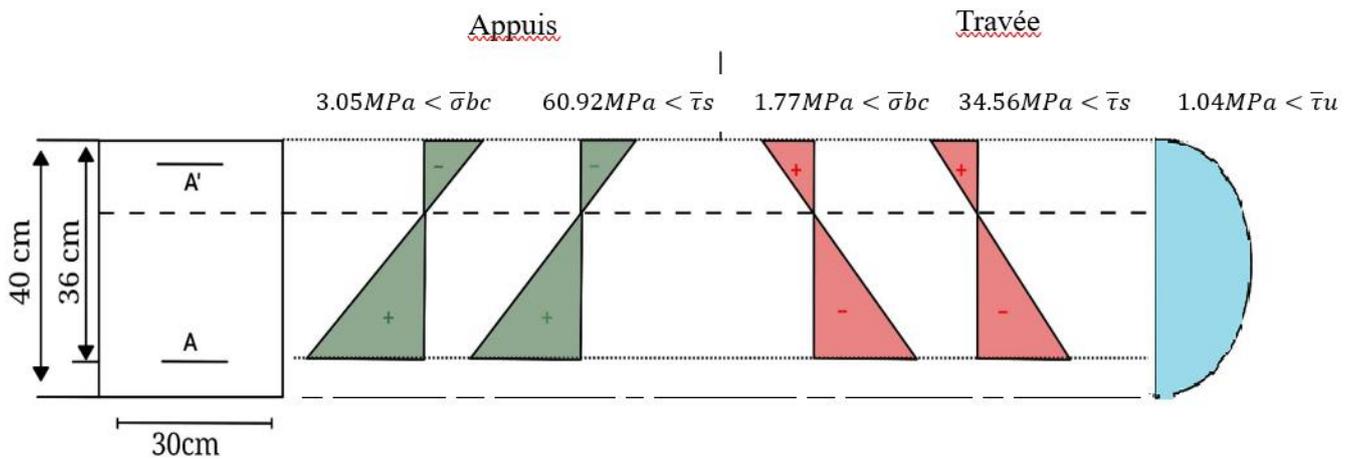


Figure VI .8 : Vérification des contraintes.

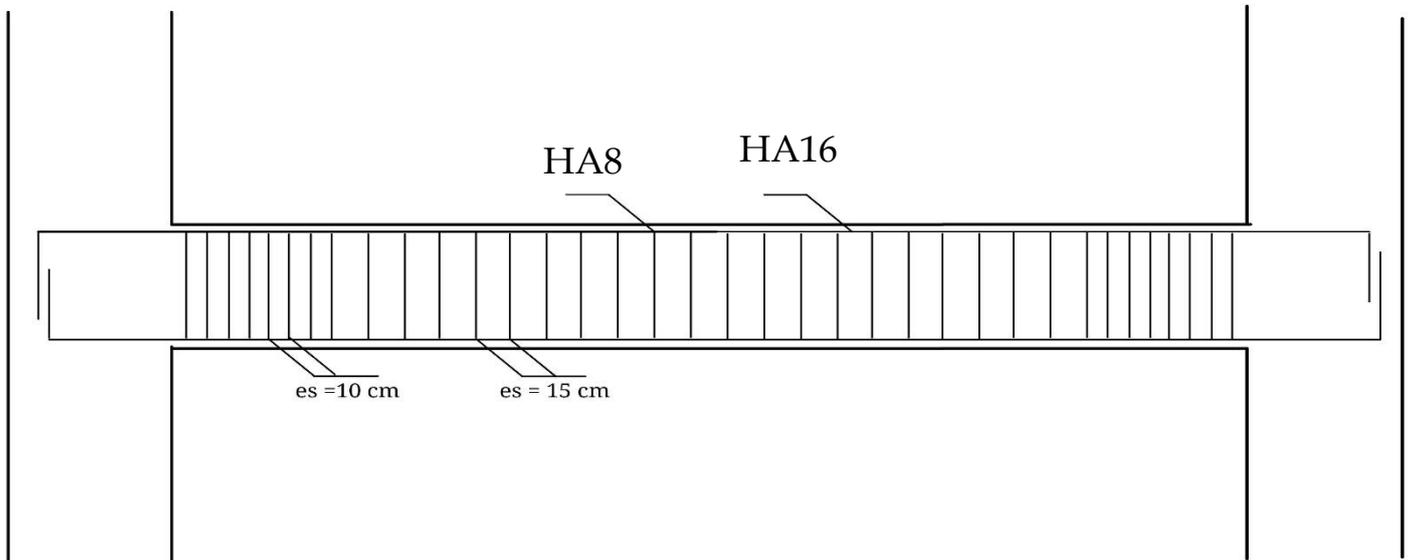


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage poutre.

VI.3. Les voiles pleins :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

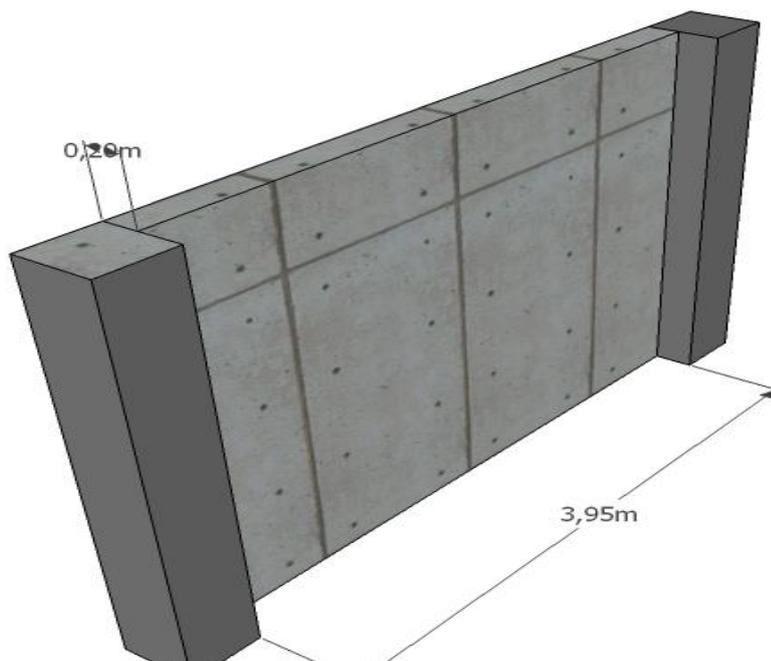


Figure VI.10 : Sollicitation du voile en 3D.

VI.3.1. Les combinaisons d'action :

BAEL91	RPA99V2003
ELU...1.35G+1.5Q	G+Q±E
ELS.... G+Q	

Tableau VI.12 : Combinaison des charges.

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

- Mmax (M2max, M3max)
- N correspondant

M(KN.m)	N(KN)
8843.24	6403.06

VI.3.2. Calcul des armatures longitudinales :

	Paramètres	Méthode et principe	valeurs	Unité
contrainte de compression	σ_{max}	$\frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$	26.21	MPA
contrainte de traction	σ_{min}	$\frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$	-9.58	MPA
longueur de la partie comprimée	Lt	$L \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \right)$	1.03	M
longueur de la partie tendue	Lc	L - Lt	2.82	m
effort nécessaire pour le ferrailage vertical	N	$\frac{\sigma_{min} \cdot Lt \cdot e}{2}$	2.71	KN
d	d	$\min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} Lc \right)$	2.04	m
B	B	d . e	0.77	cm ²
section d'armature verticale	Av	$\frac{N}{f_e}$	5.42	cm ²

Tableau VI.13: armatures longitudinales.

	BAEL	RPA
Recommandation	$A_{min}(cm^2)$ $\max(0.005B; \frac{B \cdot ft}{f_e})$	$A_{min}(cm^2)$ $0.2\% \cdot e \cdot Lt$

Tableau VI.14: Recommandation de calcul.

σ_{max} (kn.m ²)	σ_{min} (kn.m ²)	Acal /nappe (cm ²)	ABAEL (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadp/nappe (cm ²)	Choix (mm)	St (cm)
26210	-9582.6	5.42	40.42	15.4	43.10	28HA14	15

Tableau VI.15: Calcul des armatures longitudinales.

VI.3.3. Calcul des armatures transversales :

Dans le ferrailage des voiles il faut ajouter des épingle qui relient les 2 nappes d'armatures verticales, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action de la compression.

	BAEL	RPA
Recommandation	$A_t(cm^2)$ $A_v/4$	$A_t(cm^2)$ $0.15\%B$

Tableau VI.16: Recommandation de calcul.

ABAEL cm ²	ARPA cm ²	Aadp/nappe cm ²	Choix (mm)	ST (cm)
13.56	11.55	15.71	20HA10	15

Tableau VI.17: Calcul des armatures transversales.

VI.3.4. Vérification des contraintes :

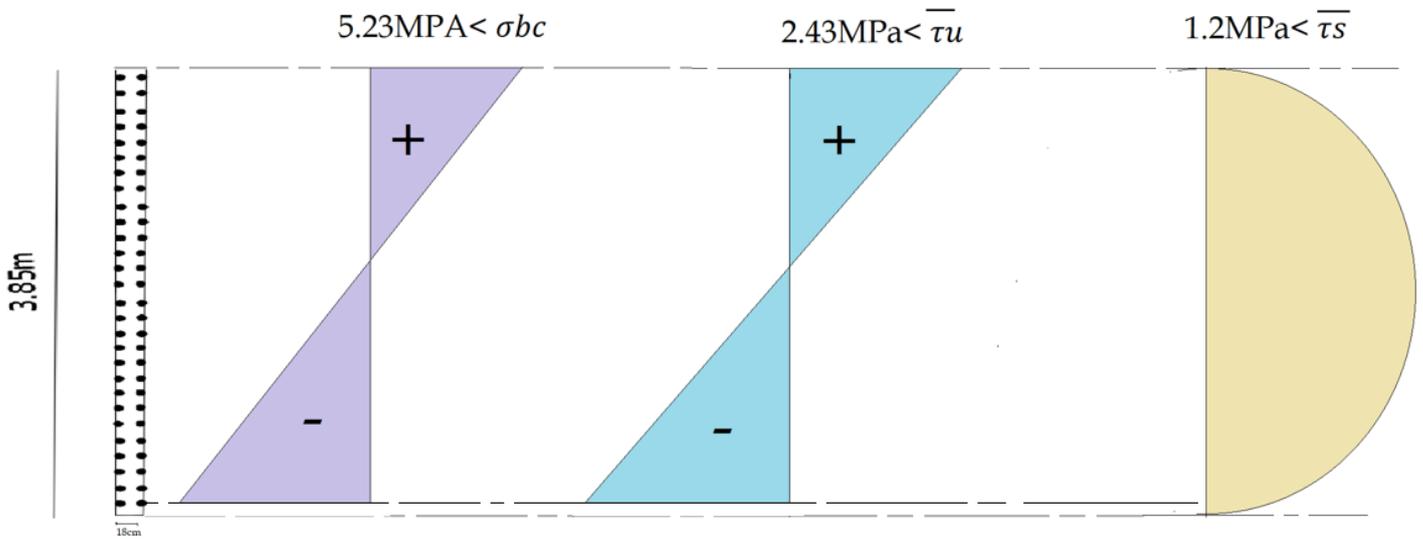


Figure VI.11 : Vérification des contraintes.

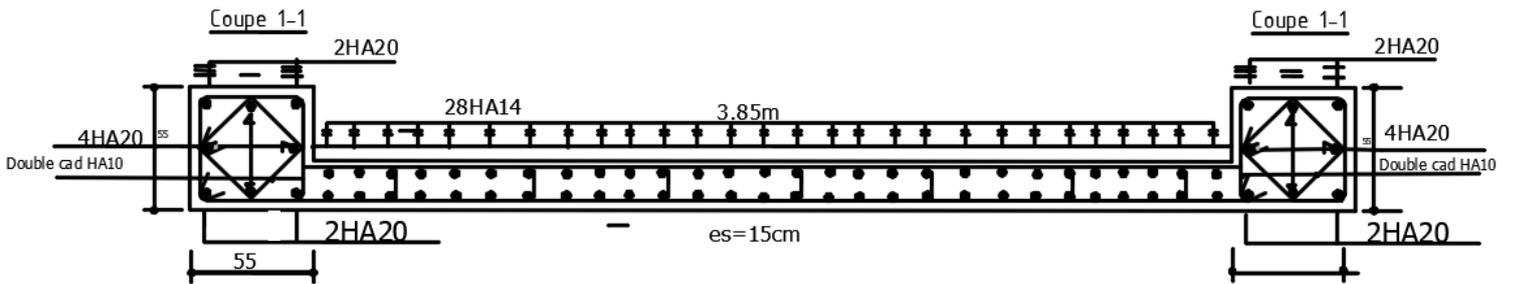


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage voile.

VII. Étude de l'infrastructure :

Introduction :

Une fondation est un élément architectural essentiel d'un bâtiment, garantissant la transmission et la répartition des charges (poids du bâtiment, forces climatiques et surcharges d'utilisation) dans le sol. Elle s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces en jeu et les tassements admissibles, il existe plusieurs types de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes, chacune ayant sa propre géométrie et son mode de fonctionnement.

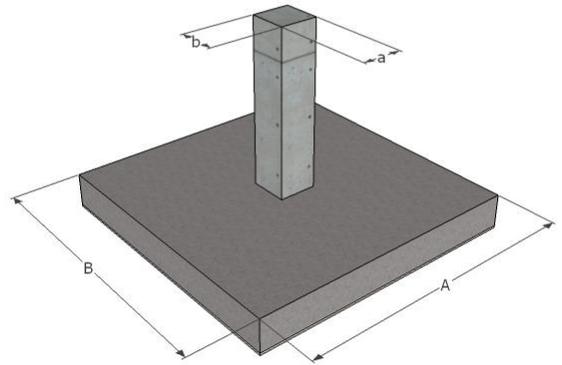
VII.1.Choix du type de fondation :

VII.1.1.Semelle isolée :

-Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on doit vérifier que :

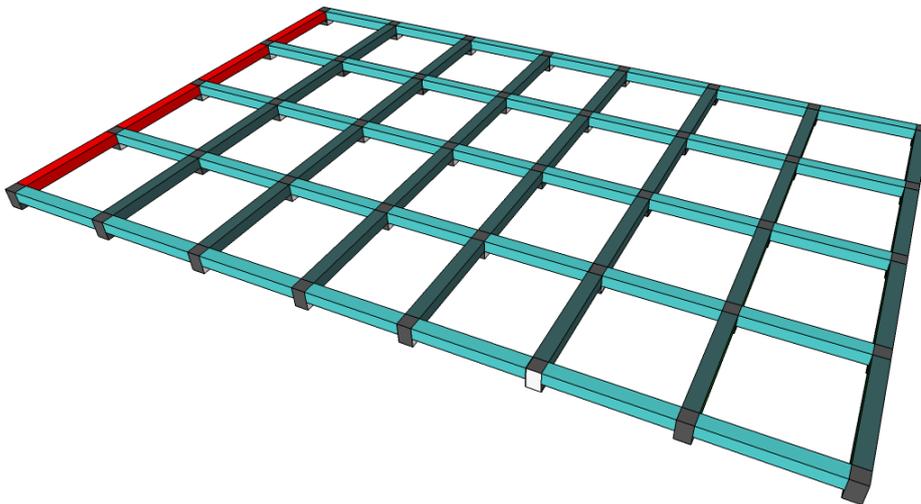
$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

-Étant donné que notre structure comprend des voiles périphériques, il n'est pas nécessaire de vérifier les semelles isolées.



VII.1.2.Semelles filantes :

La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :



	M	N	M/N	L/4	M/N < L/4
SFH	45613.09	9426.52	4.84	4.5	CNV

VII.2. Etude du radier :

Le radier est une fondation qui fonctionne comme un plancher inversé, avec des appuis formés par les poteaux de la structure. Il est soumis à la réaction du sol, réduite par son propre poids.

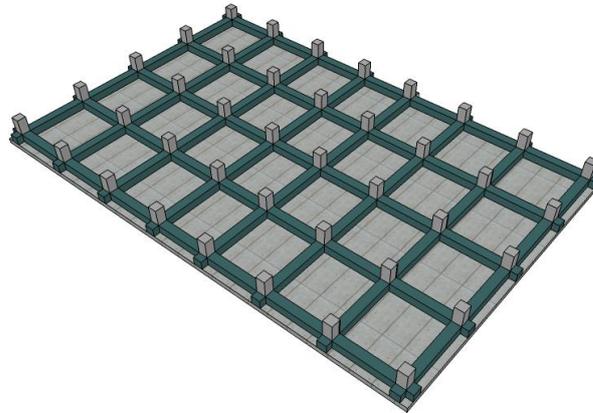


Figure VII.1 : Radier de la structure.

VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

$L_{max}=440 \text{ cm}$ $N_u=2243,23 \text{ KN}$

Conditions	Formules	Résultats (cm)
condition forfaitaire	$\frac{L_{MAX}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{MAX}}{5}$	80
condition de non cisaillement	$h_r = \frac{d}{0.9}$	70
condition de rigidité	$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$	0.61
condition de non poinçonnement	$h_r \leq \frac{Nu}{0.045 \times \mu_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	49
conclusion	$h_r = \text{Max} [h_r]$	80
dimensionnement de nervure	$h_p = \frac{L_{max}}{10}$	50
largeur de nervure	$b_p = \frac{h_p}{2}$	60
dimensionnement de la dalle	$h_{dalle} = \frac{L_{max}}{20}$	30
détermination de débord	$d \text{ (débord)} \geq \max (h / 2 ; 30\text{cm})$	40
détermination de la surface du radier	$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord}$	54099

Tableau VII.1: Pré-dimensionnement du radier.

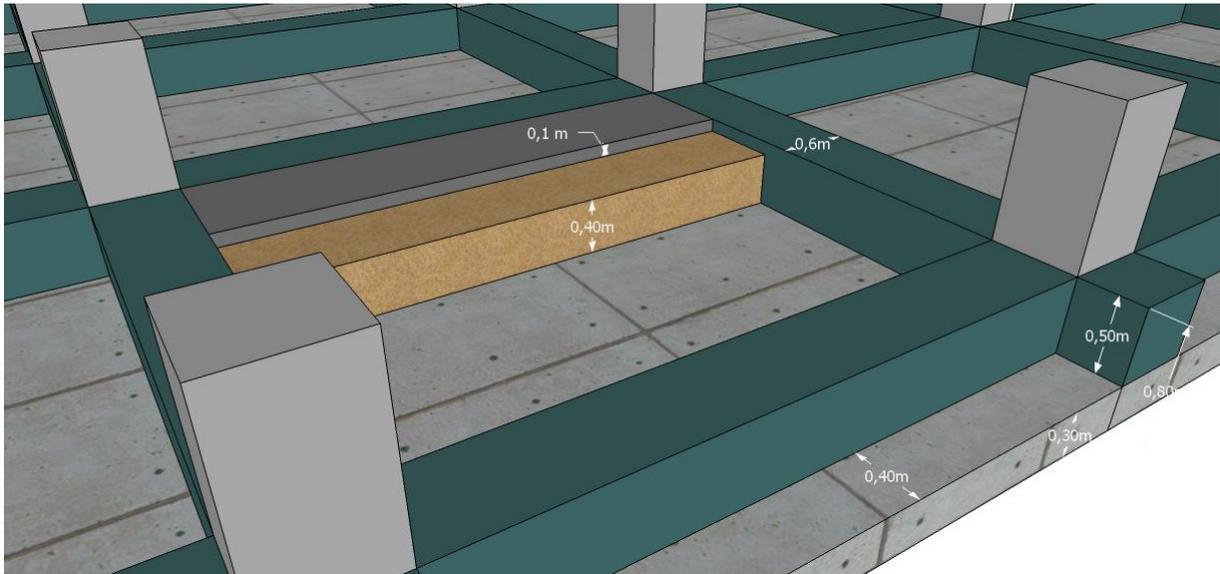


Figure VII.2 : Dimension du radier.

VII.2.2. Calcul des charges et surcharges :

	Formule et recommandation	Résultats	Unité
A la base	$G_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$ $G_{nervure} = b \times (h_r - h_d) \times \rho_b \times L$ $G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure}$	3969.15 1877.25 5846.4	kN kN kN
Remblayage	$G_{remblé} = S_{remblai} \times b_{remblai} \times 18$ $G_{plateforme} = S_{remblai} \times b_{plateforme} \times 25$	2576.52 894.625	kN
Surcharge	$Q_{radier} = S_{remblé} \times Q_{ss}$	894.625	kN

Tableau VII. 2 : Calcul des charges et des surcharges.

Avec :

$$S_{radié} = 540.99m^2$$

$$S_{remblé} = 357,85m^2$$

$$L = 250.3m$$

On résume les résultats obtenu dans le tableau ci-dessous :

	Bâtiment	Radier	Remblai	Plateforme	Total (kN)
G	60367,40	5846.4	2576.52	894.625	69684.94
Q	8188,31	894.625	/	/	9082.935
ELU	$N_u = + 1.5Q$				107699.07
ELS	$1.35G + Q$				78767.87
	$N_s = G$				

Tableau VII. 3 : Résultats de calcul des charges et des surcharges.

VII.3. Vérifications :

VII.3.1. Surface minimale du radier :

La surface du radier doit être calculée de manière à satisfaire la condition suivant :

	Formule	Résultats (m ²)	S _{batiment}	S _{batiment} ≥ S _{radier_{max}}
ELU	$S_{radier} = \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}}$	427.38	503.59	cv
ELS	$S_{radier} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$	312.57	503.59	/

Tableau VII.4 : vérification de la surface minimale du radier.

VII.3.2. Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes exercées par la structure sur le radier ne doivent pas dépasser la contrainte admissible.

- $\sigma_{sol} = 2.52 \text{ bar}$

Les vérifications se feront avec une contrainte moyenne. Nous devons vérifier que :

- $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$ À L'ELU
- $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ À L'ELS

Contrainte	Formule
Contrainte Minimal	$\sigma_{Min} = \frac{N}{S} - \left(\frac{M}{I}\right)V$
Contrainte Maximal	$\sigma_{Max} = \frac{N}{S} + \left(\frac{M}{I}\right)V$
Contrainte Moyenne	$\sigma_{Moy} = \frac{3\sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4}$

VII.3.3. Calcul du centre de gravité :

	Centre de gravité		Moments d'inerties		Excentricité	
	$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Radier	14,35	9,42	16348,11	37144,95	0,4	0,14
Superstructure	13,95	9.28				

Tableau VII.5 : Centre de gravité et moment d'inertie de la structure.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N(kN)	78767.87	78767.87	107699.07	107699.07
e(m)	0,4	0,14	0,4	0,14
M (kN.m)	31507,15	11027,5	43079,63	15077,87
V (m)	14,35	9,42	14,35	9,42
I(m ⁴)	16348,11	37144,95	16348,11	37144,95
σ_{max} (Mpa)	0,17	0,15	0,24	0,2
σ_{min} (Mpa)	0,12	0,14	0,16	0,19
σ_{moy} (Mpa)	0,16	0,15	0,22	0,2
σ_{adm} (Mpa)	0,25	0,25	0,33	0,33
Observation	CV	CV	CV	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes.

VII.4. Ferraillage du radier :

VII.4.1. Ferraillage de la dalle :

La dalle de radier est considérée comme une plaque rectangulaire encastree sur ses quatre cotés et soumise à une charge uniforme.

Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- $P_x = \frac{I_x}{I_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul côté
- $0.4 \leq P_x \leq 1$ La dalle travaille dans les deux cotés

Le radier est constitué de plusieurs plaques encastrees sur leurs quatre cotés. Pour simplifier le ferraillage, nous adopterons la même section d'armature en fonction de la dalle la plus sollicitée.

Dans notre cas : $p_x = \frac{3.4}{3.8} = 0.89$ Notre dalle travaille dans les deux cotés.

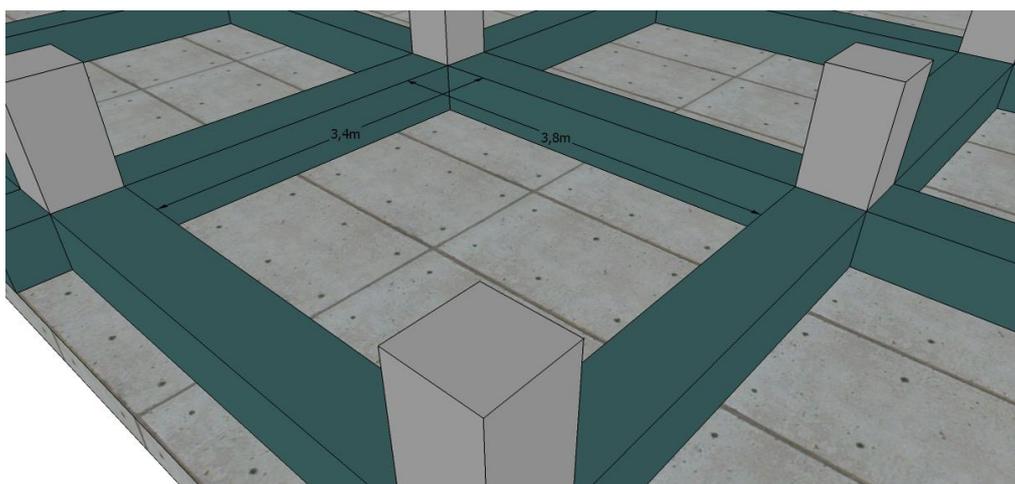


Figure VII.3 : Dalle la plus sollicitée.

	Q (kN/m ²)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)	M _{Ax} (kN/m)	M _{Tx} (kN/m)	M _{Ay} (kN/m)	M _{Ty} (kN/m)
Formule ELU	$\frac{N_u}{S_{radier}}$	$\mu_x \times q_u \times L_x^2$	$\mu_y \times M_x$	0.5 M _x	0.75 M _x	0.5 M _y	0.75 M _y
Résultat	199.1	107.25	81.51	53.63	80.44	40.76	61.13
Formule ELS	$\frac{N_s}{S_{radier}}$	$\mu_x \times q_s \times L_x^2$	$\mu_y \times M_x$	0.5 M _x	0.75 M _x	0.5 M _y	0.75 M _y
Résultat	145.6	90.38	75.92	45.19	67.78	37.96	56.94

Tableau VII.7 : Évaluation des moments.

Avec :

	Formules	ELU	ELS
μ_x	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	0.0466	0.0537
μ_y	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	0.76	0.84

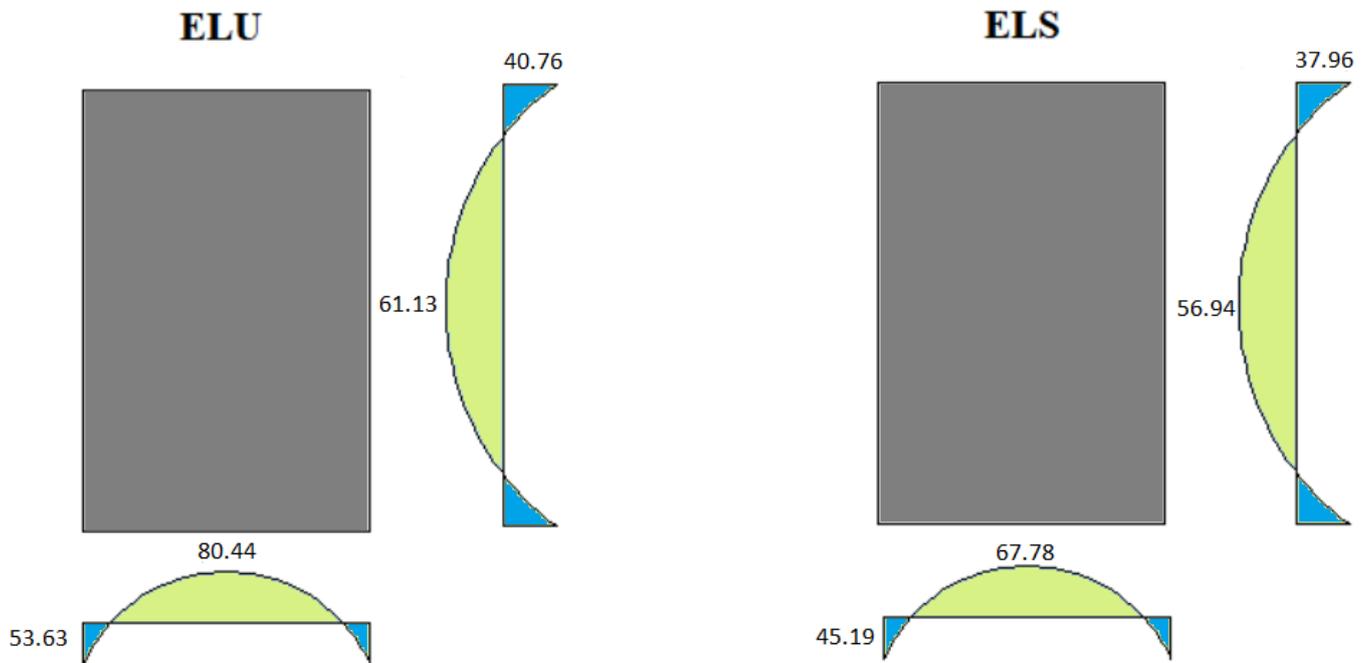


Figure VII.4 : Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS.

Les sections d'armatures, calculées avec le logiciel SOCOTEC, sont présentées dans le tableau ci-dessous pour une bande de 1 mètre.

	(X-X)		(Y-Y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_u(kN.m)$	53.63	80.44	40.76	61.13
$A_s(cm^2)$	4.61	7.15	3.55	5.38
$A_{s\ min}(cm^2)$	3.78	3.78	3.78	3.78
Choix des barres	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
$A_{adopté}(cm^2)$	12.06	12.06	12.06	12.06
Espacement	15	15	15	15

Tableau VII.8 : Ferrailage de la dalle.

Vérification à L'ELS:

Sens	Zone	$M_{ser}(kN.m)$	$A_{adopté}(Mpa)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_s(Mpa)$	Obs
X-X	Appuis	45.19	12.06	3.87	15	153.5	348	Cv
	Travée	67.78	12.06	5.81	15	230.2	348	cv
Y-Y	Appuis	37.96	12.06	3.25	15	128.9	348	Cv
	Travée	56.94	12.06	4.88	15	193.4	348	cv

Tableau VII.9 : Vérification à L'ELS.

VII.4.2. Ferrailage de la nervure :

a). Armatures longitudinales :

La section des nervures est considérée comme une section en T en travée et rectangulaire en appuis. Les dimensions de la nervure la plus sollicitée sont les suivantes :

$$B1 < \left\{ \begin{array}{l} \frac{lx}{2} = \frac{340}{2} = 180 \\ \frac{ly}{10} = \frac{380}{10} = 38 \end{array} \right\} \text{ Donc } b1 = 35\text{cm}$$

b=130cm

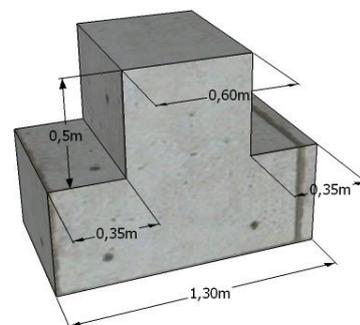


Figure VII.5 : Dimension de la nervure.

Évaluation des charges

Les charges équivalentes répartie linéairement sur les travées des nervures sont évaluée par la méthode des lignes de rupture

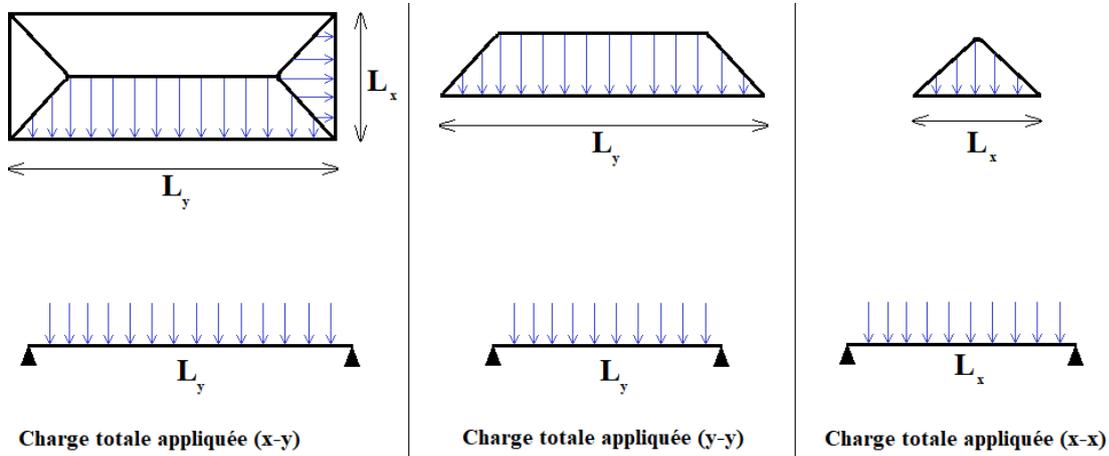


Figure VII.6 : Transmission des charges des dalles au nervure.

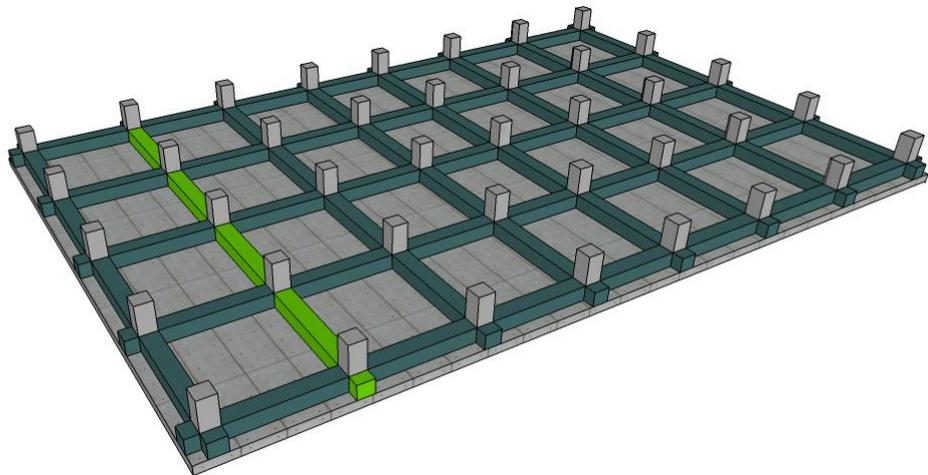


Figure VII.7 : Nervure plus sollicitée.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Les charges correspondantes sont représenté dans le tableau suivant :

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_m	$q_{eq} = q \frac{l_y}{3}$	$q_{eq} = q \frac{l_x}{2} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right)$

Tableau VII.10 : Évaluation des charges.

b). Les moments sont obtenus à l'aide du logiciel Robot :

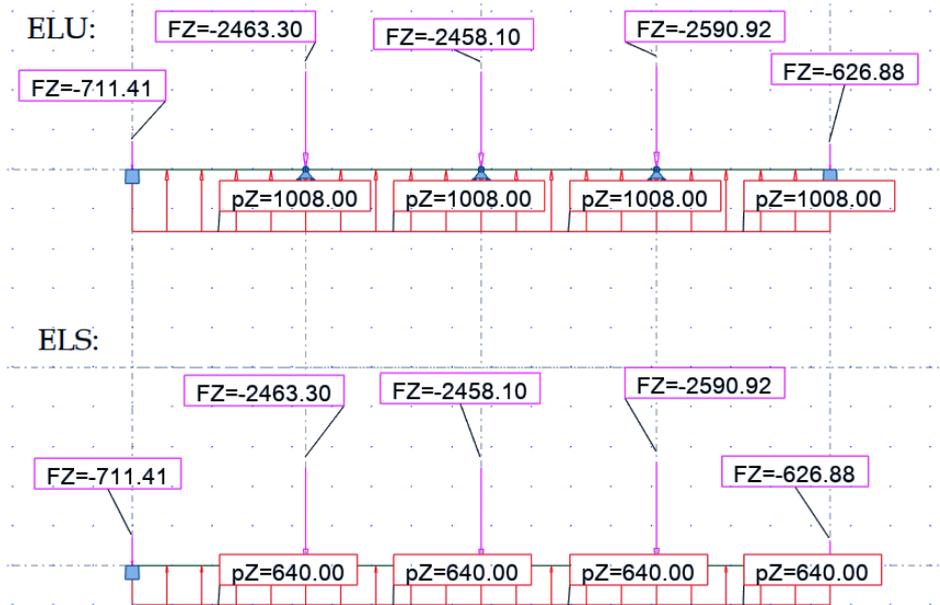


Figure VII.8 : Schéma statique à L'ELU et ELS

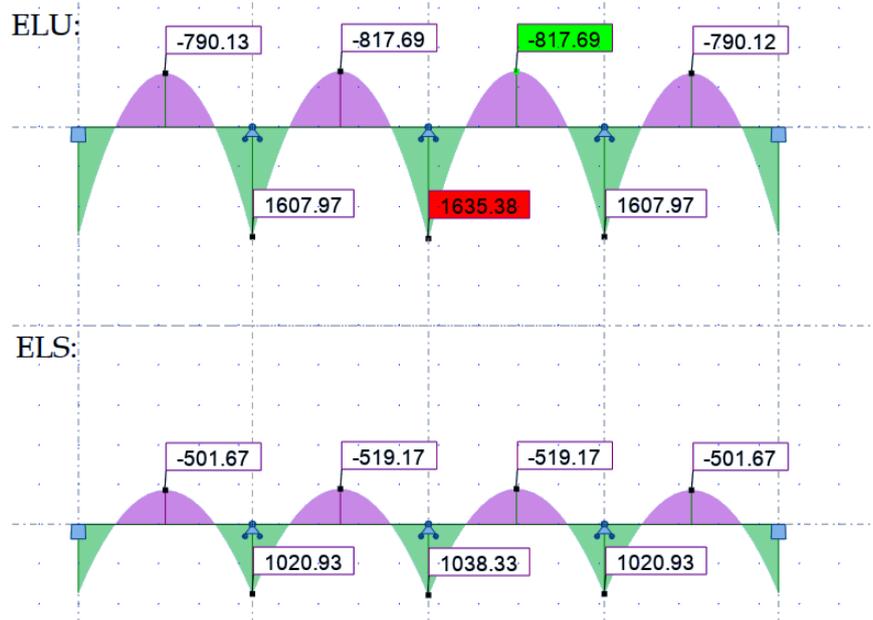


Figure VII.9 : Diagramme des moments à L'ELS et ELU

Les sections d'armatures sont calculées à l'aide du logiciel SOCOTEC et affichées dans le tableau suivant :

Sens	$M_u(kN.m)$	$A^{cal}(cm^2)$	$A_s min(cm^2)$	Choix	$A^{adp}(cm^2)$
Y-Y	Travée 817.69	20.34	5.22	4T25+4T25	39.26
	Appuis 1635.38	38.98	5.22	4T25+4T25	39.26

Tableau VII.11 : Section d'armatures adoptées.

c). Vérification des contraintes à L'ELS :

Sens	Zone	M _{ser}	A _s	Choix	Y (cm)	σ _{bc}	σ _{bc} ⁻	σ _s	σ _s ⁻	Obs
Y-Y	Travée	519.17	39.26	4T25+4T25	0.19	3.51	15	165.8	348	cv
	Appuis	1038.3	39.26	4T25+4T25	0.22	5.53	15	213.4	348	cv

Tableau VII.12 :Vérification à L'ELS.

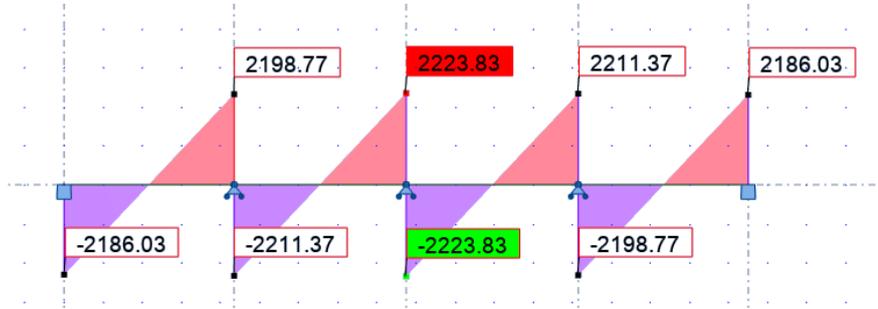


Figure VII.10 : Effort tranchant a ELU.

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u \max} = 2223.83 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$	$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
3.1 MPa	3.75 MPa	C.V

VII.4.3.Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est assimilé à une console de largeur l=40cm, on considère que la fissuration est préju-diciable.

a). Calcul des efforts:

	Dalle			nerveur			unite
	Formule	ELU	ELS	Formule	ELU	ELS	
Moment	$\frac{q_x l^2}{2}$	17.6	12.8	0.5	8.8	6.4	KN.m
Effort tranchant	$q_x l^2$	88	64	0.5	44	32	KN

Tableau VII.13 : Effort appliqués sur le débord.

	M _u	A _s calculé	A _s min	Observations
Dalle	17.6	0.64	5.22	M _u < M _t
Nervure	8.8	0.32	5.22	M _u < M _a

Conclusion :

Nous constatons que le moment calculé M_u est inférieur à ceux calculés aux panneaux et aux appuis du radier (M_a , M_t), ce qui entraîne une faible armature. Par conséquent, nous proposons de renforcer le débord en prolongeant les armatures des panneaux de rive du radier jusqu'à l'extrémité du débord, afin d'assurer une bonne adhérence des armatures.

b). Schéma de ferrailage :

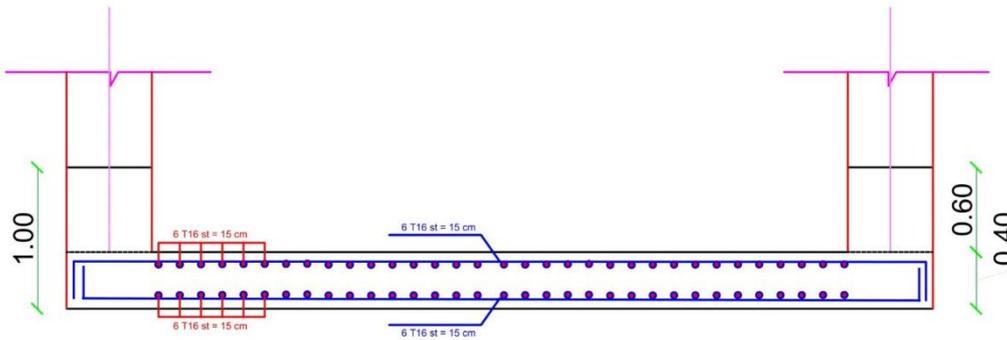


Figure VII.11 : Ferrailage de la dalle.

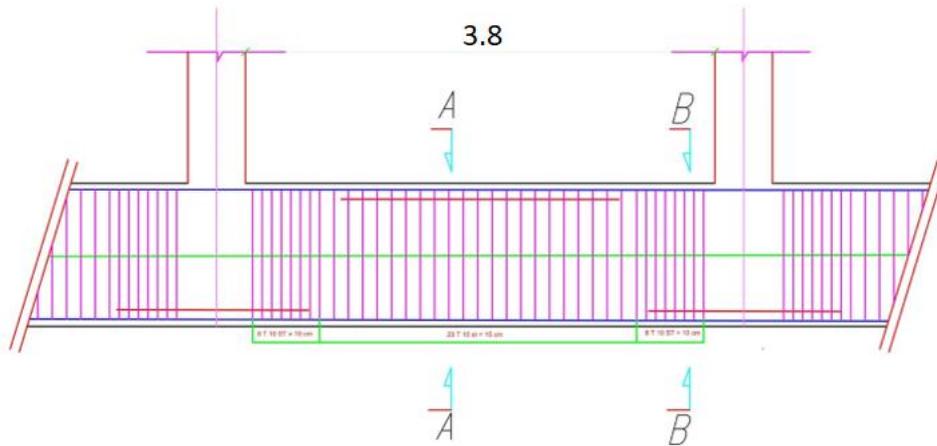


Figure VII.12 : Disposition des cadres de la nervure.

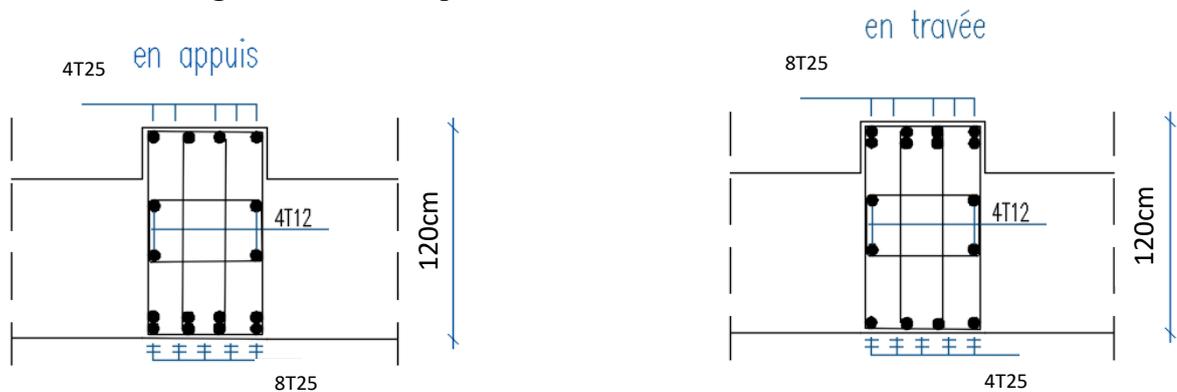
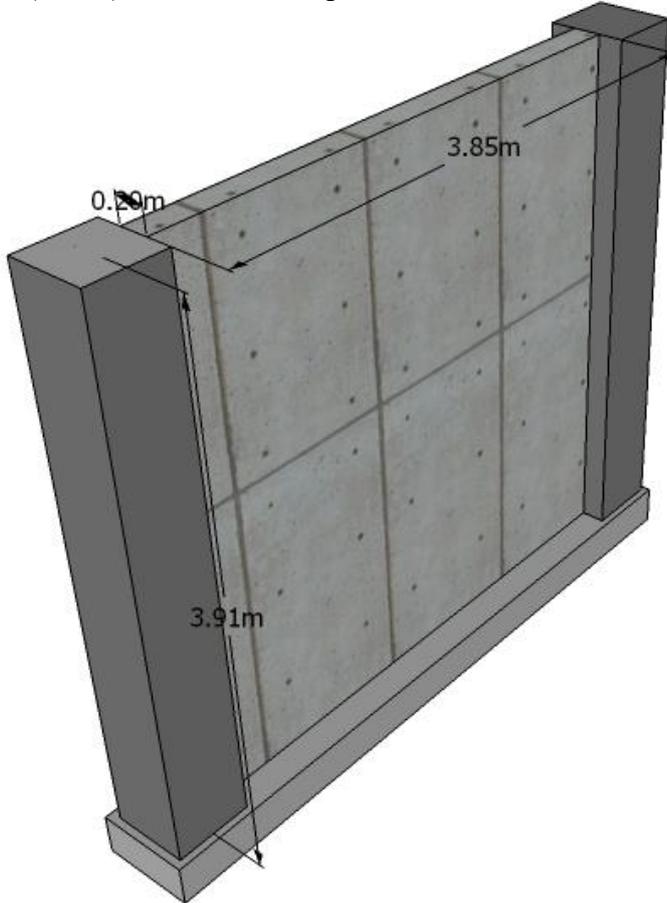


Figure VII.13 : Ferrailage de nervure

VII.5. Etude des voiles périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement. Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de sous-sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.



$q = 5 \text{ KN}$

$\gamma = 18.1 \text{ kN.m}^3$

$\phi = 28$

$C = 0$

Figure VII.14 : Schéma statique du voile périphérique.

VII.5.1. Etude de voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées.

a) Méthode de calcul :

	Formule et recommandation	Valeur
Epaisseur Caractéristique du remblai	$e \geq 15 \text{ cm}$	20 cm
	γ	18.1 kN.m ³
	ϕ	28
La poussée active statique	$Ka = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$	0.36
	$Pi = \frac{Kp \cdot \gamma \cdot h^2}{2}$	49,8 kN.m
Efforts	$Qu = 1.35 \cdot Pi$	67,23 kN.m
	$Qs = pi$	49,8 kN.m

Tableau VII.13 : méthode de calcul.

b).Calcul de ferrailage:

	$0.4 \leq \alpha \leq 1$	Ux	Uy	Mx (kN.m)	My (kN.m)	MAx (kN.m)	MTx (kN.m)	MAy (kN.m)	MTy (kN.m)
ELU	0.99	0.0376	0.9771	38.65	37.76	19.325	28.99	18.88	28.32
ELS	0.99	0.0045	0.9847	34.26	33.73	17.13	25.69	16.86	25.29

Tableau VII.14 : Sollicitations de calcul.

VII.5.2. Ferrailage du voile périphérique :

Calcul des armatures longitudinales :

Sens		M (kN.m)	Acalculé (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix	Aadopté (cm ²)	St (cm)
X-X	Travée	28.99	3.83	2	5HA12	5.65	20
	Appuis	19.325	2.53	2	5HA12	5.65	20
Y-Y	Travée	28.32	3.74	2	5HA12	5.65	20
	Appuis	18.88	2.47	2	5HA12	5.65	20

Tableau VII.15 : Calcul des armatures.

VII.5.3. Vérification nécessaires :

Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens	Zone	Mser (kN.m)	As (kN.m)	Choix	Y (cm)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
X-X	Travée	25.69	5.65	5HA12	4	5.77	15	276.4	348	cv
	Appuis	17.13	5.65	5HA12	4	3.98	15	186.1	348	cv
Y-Y	Travée	25.29	5.65	5HA12	4	5.81	15	272.1	348	cv
	Appuis	16.86	5.65	5HA12	4	3.88	15	181.4	348	cv

Tableau VII.16 : Vérification à l'ELS.

Conclusion

Le projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant nos années de formation, et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en les appliquant à des cas réels. Cette expérience nous a initiés aux étapes nécessaires à l'étude d'un bâtiment.

Il est important de noter que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances. Seul un travail continu, une compréhension approfondie et une volonté de recherche nous permettront d'atteindre tous les objectifs fixés.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

