

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب – البليدة 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : structures

Thème :

**Analyse st conception d'une structure en béton arme R+15 avec attique et sous
– sol contreventée par des voiles selon le règlement parasismique algérien
[2024]**

Devant les membres de jury :

Réalisé par :

Président : **Dr Belhouane**

KERKOUCHE SIHEM

Examineur : **Dr Tadjer Khalida**

KHERFI MANEL

Promotrice : **Mme. AOUALI Nawel**

Blida, Juin 2025

تركزت هذه الدراسة حول التصميم الزلزالي لمبنى متعدد الطوابق (طابق أرضي، طابق بيني، طابق سفلي وخمسة عشر طابقاً) من الخرسانة المسلحة. يتواجد المبنى في منطقة المدينة بالجزائر العاصمة ذات نشاط

(. RPA 2024) زلزالي قوي وفقاً للأنظمة الوطنية المعمول بها هيكل البناية

يتكون من جدران حاملة فقط، وقد أنجزت الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة البرنامج

(ETABS) بالنسبة لدراسة البنية التحتية، فقد أدت بنا إلى اعتماد أساسات مساحية (لبشات

:الكلمات المفتاحية

مبنى، خرسانة مسلحة، نظام تدعيم، جدران حاملة، ديناميك، أساسات مساحية

ABSTRACT

The study carried out focuses on the seismic design of a multi-storey building (basements, entresols, a ground floor and fifteen storeys) reinforced concrete. It will be located in **EL MADANIA** in the wilaya of Algiers, classified according to the Algerian seismic regulations, as a zone of high seismicity.

The framework of the building consists solely of reinforced concrete shear walls. The study of the dynamic behavior under seismic actions was done according to regulation RPA 2024. The modeling of the building is carried out using ETABS software.

The study of the infrastructure has resulted in a shallow foundation type ribbed raft foundation.

Keywords:

Building, reinforced concrete, bracing, shear walls, dynamic, raft.

RESUME

L'étude réalisée porte sur le dimensionnement parasismique d'un bâtiment multi-étages (R+15 +1sous-sols+) en béton armé. Il sera implanté à **EL MADANIA** dans la wilaya d'Alger, classée selon le règlement parasismique algérien, comme zone de forte sismicité.

L'ossature du bâtiment comporte uniquement de voiles en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous actions sismiques s'est faite suivant le règlement RPA 2024. La modélisation du bâtiment est réalisée à l'aide du logiciel **ETABS**.

L'étude de l'infrastructure a abouti à une fondation superficielle de type radier général

Mots clés : Bâtiment, béton armé, contreventement, voiles, dynamique, radier.

REMERCIEMENTS

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné de la force et la patience pour mener à terme ce travail.

C'est avec une reconnaissance particulière que nous remercions notre promotrice « Mme AOUALI » pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail et pour ses précieux conseils.

Ainsi nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Sans oublier nos parents et nos proches, qui ont toujours prié pour nous et qui n'ont pas cessé de nous encourager et nous soutenir.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à

Ma mère, qui a oeuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mes deux frères ZINOUE et ZAKARIA, et le reste de la famille pour *leur générosité et leur présence permanentes.*

Mon amie SARA, pour son soutien et l'aide qui m'a apportée.

Nulle œuvre n'est exaltante que celle réalisée avec le soutien des personnes qui nous sont proches.

SIHEM

**À ma famille, pour votre amour, votre patience et votre présence constante, qui m'ont
donné la force d'aller jusqu'au bout.**

**À ma sœur Mina, une présence précieuse et réconfortante, merci pour ton soutien à chaque
étape.**

**À mon encadrante, pour son accompagnement bienveillant, ses conseils avisés et sa
confiance tout au long de ce travail.**

**Aux membres du jury, pour l'attention portée à mon mémoire et pour l'honneur de leur
lecture.**

**À mes amies Achouak et Manel, pour leur amitié fidèle, leurs encouragements et leur
bonne humeur inépuisable.**

À mes cousines, pour leur soutien affectueux et leurs mots réconfortants.

Avec toute ma reconnaissance et mon affection.

Manel

Sommaires

Introduction générale	1
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage.....	2
I.2.2 Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.3 Ossature.....	3
I.2.4 Les Planchers.....	3
I.2.5 Escaliers.....	3
I.2.6 Terrasse	3
I.2.7 Ascenseurs	4
I.2.8 Maçonnerie.....	4
I.2.9 Revêtement	5
I.2.10 Infrastructure	5
I.3 Les propriétés des matériaux.....	6
I.3.1 Béton.....	6
I.3.2 Module de déformation longitudinale.....	6
I.3.3 Les contraintes limites de calcul	10
I.3.3.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....	10
I.3.4 ACIERS.....	11
I.4.1 Les contraintes limites de calcul	11
I.4.1.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)	12
I.4.1.3 Le coefficient d'équivalence	12
I.5.1 Hypothèses de calcul	13
I.6 Conclusion	13

II.1 Introduction	14
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires	14
II.3 prédimensionnements des éléments principaux.....	16
II.4 Evaluation des charges et surcharges	17
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	22
II.6 Les surcharges	25
II.7 La dégression des charges d'exploitation.....	26
II.8 : Vérification des conditions de le RPA 99.....	29
II.9 Pré dimensionnement des voiles.....	30
Conclusion	32
III .1. Introduction	33
III .2. L'acrotère.....	33
III .2.1. Ferrailage de l'acrotère.....	33
III .2. 2Evaluation des charges et surcharges	34
III .2.3Vérification a ELU	36
III .3. Les escaliers.....	38
III .3.1 Définition les éléments d'un escalier.....	38
III .3.2. Détermination nombre de marches	39
III .3.3 Evaluation des charges.....	41
III .3.5. Calcul de ferrailage à l'ELU	44
III .4. Balcon	49
III .4.1.Définition	49
III .4.2. Ferrailage d'un balcon.....	50
III .4.3. Evaluation des charges.....	50
III .4.4 Combinaison des charges.....	51

III .4.5Calcul de ferrailage	52
III .5. Les planchers.....	55
III .5.1. Introduction.....	55
III .5.4.Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles	56
III .5.5.Méthode de calcul.....	57
III .5.5.1Les différents types de poutrelles.....	57
III .5.5.2Calcul des poutrelles.....	57
III .5.6Ferrailage.....	58
III .5.7Évaluation des charges et surcharges	59
III .5.7.1Combinaison des charges	60
III .5.8. Calcul des efforts internes.....	60
III .5.9. Calcul de ferrailage	62
1. Vérifications à l'ELS.....	64
III .5.10 Ferrailage de la dalle de compression.....	69
III .6 Conclusion	70
Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone.....	71
IV.1 Introduction.....	71
IV.2 Etude sismique.....	71
VI.2.1 Modélisation de rigidité.....	71
VI.2.2 Modélisation de la masse	72
IV.3Méthodes de calcul	72
IV.3 .1Méthode statique équivalente.....	72
IV.3.1.1 Principe.....	72
IV.3.1.2 Conditions d'application	73
IV.3 .2 La méthode modale spectrale.....	73

IV.3 .2 Principe.....	74
IV.3.3 Analyse spectrale	75
IV.3.3.1 Spectre de calcul horizontal	75
IV.3.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	77
IV.3.4.1 Calcul de la force sismique totale.....	77
IV.3.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	78
IV.3.5.1 Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique).....	79
IV.3.6 Généralité sur le logiciel ETABS-18	79
IV.3.6 Fonctionnalités clés d'ETABS 2018	79
IV.3.7 Caractéristiques dynamique propres du modèle final	80
a).Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	81
b). Justification du coefficient R	81
c). Efforts tranchants à la base	82
d). Vérification du déplacement inter-étage	82
e). Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)	84
f). L'effort normal réduit	87
IV.3.8. Conclusion	87
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.....	88
V.1 Introduction	88
V.2 Ferrailage des poteaux.....	88
V.2.1 Combinaison d'Action	89
V.2.2 Méthode de calcul	90
V.2.3 Choix des armatures	96
V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	96
V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant	99

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux :	101
V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux :	105
V.3 Ferrailage des poutres :	107
V.3.1 Introduction :	107
V.3.2 Recommandation selon RPA99 version 2024:	107
V.3.3 Calcul de ferrailage :	108
V.3.4 Choix d'armature :	111
V.3.5 Conditions de non fragilité :	112
V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS :	113
V.3.8 Calcul des armatures transversales :	116
V.3.9 Vérification de la flèche :	118
V.3.10 .Schéma de ferrailage des poutres porteuse :	120
V.3.111 Schéma de ferrailage des poutres non porteuse :	122
V.4.Ferrillages des voiles.....	124
V.4.1 Introduction.....	124
V.4.2 Le calcul du ferrailage	124
V.4.3 Vérification de la condition de l'effort normal réduit.....	125
V.4.3 .1 Vérification de la condition d'élancement	125
V.4.3.2 Calcul de la hauteur critique	125
V.4.4. Exigences de ductilité pour la zone critique	127
a) Dimensions des éléments de rive confinés.....	127
b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	127
V.4.4.1. Ferrailage calculé	127
V.4.4.2.Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	127
V.4.4.2.Ferrailage de l'âme du voile.....	128

a) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile.....	128
b) Ferrailage vertical	128
V.4.5. Justification de la condition de la ductilité :.....	129
V.6. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	130
• Choix de ferrailage.....	131
• Ferrailage horizontale.....	132
V.7. Schéma de ferrailage	139
V.8. Conclusion :.....	140
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	141
VI.1Introduction :.....	141
VI.2Fonctions assurée par les fondations :.....	141
VI.3Classification des fondations :.....	141
VI.4Choix de type de fondation :.....	142
VI.5 Etude du radier :.....	142
VI .6 Choix de type :.....	143
VI.7. Détermination de la surface du radier :.....	143
VI.8.Calcul de l'épaisseur :.....	144
VI.8.1.condition forfaitaire :.....	144
VI.8.2 Condition de cisaillement [BAEL91/A5.2,2] :.....	145
VI.9Ferrailage du radier :.....	147
VI.9.1. Schéma de ferrailage :.....	156
Chapitre VII : Analyse comparative de la réponse sismique des structures en fonction de la hauteur.....	157
VII.1. Introduction.....	157
VII.2. Observation des résultats.....	171

VII.3. Interprétation des résultats.....	172
VII.4. Conclusion.....	173

liste des figures

Figure 0.1 : Localisation de l'ouvrage.....	2
Figure I-2 : Plancher à corps-creux	4
Figure I-3 : plancher à dalle pleine	4
Figure I-3: Essai Brésilien	7
Figure I.2 : Traction par flexion	8
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS	10
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU	11
Figure II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux ».....	14
Figure II.2 : Schéma plancher à dalle pleine	15
Figure II.3 « Dimensions de poutre ».....	17
Figure II.4: Détail des constituants de plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II.5: plancher étage courant. (corps creux).....	19
Figure II.6: Coupe verticale double cloison.....	21
FigureII.7 : Schéma de la descente de charge.....	25
Figure II.8 : Schéma de la dégression de Charge d'exploitation	25
Figure 0.9 : Coupe de voile en élévation	31
Figure III.1 :l'acrotère.....	33
Figure III.2. : section de l'acrotère	34
Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III.4 : Les éléments d'un escalier.....	39
Figure III.5: Schéma statique de l'escalier	39
Figure III.6: Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU	42
Figure III.7 : diagramme de moment fléchissant à ELU.....	43

Figure III.8 : diagramme de moment fléchissant à ELS.....	43
Figure III.9 : diagramme d'effort tranchant à ELU.....	43
Figure III.10 : diagramme d'effort tranchant à ELS.....	44
Figure III.11: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	49
Figure III.12 : schéma statique de balcon.....	50
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de balcon.....	54
FigureIII.14 : Schéma de Corps Creux.....	55
Figure III.15: Schéma poutrelles.....	56
Figure III.16 : Schéma statique de la poutrelle à 9 travées.....	60
Figure III.17 : diagramme de moment fléchissant à ELU.....	61
Figure III.18 : diagramme de moment fléchissant à ELS.....	62
Figure III.19 : diagramme d'effort tranchant à ELU.....	62
Figure III.20 : ferrailage des poutrelles.....	69
Figure III.21 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	70
FigureIV.1: représentation graphique Spectre de réponse.....	76
Figure V.1 : arrêt des barres.....	118
Figure V.2 : Plan de repérage des voiles.....	125
Figure V.3 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile.....	126
Figure V.4 : Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile.....	126
Figure V.6: schéma de ferrailage des voiles.....	139
Figure VI.1: disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	142
Figure VI.2:Schéma de ferrailage du radier.....	144

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales. B : Aire d'une section de béton.

$\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.

j : Angle de frottement. C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

g_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

g_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

s_s : Contrainte de traction de l'acier.

s_{bc} : Contrainte de compression du béton.

s_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

s_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

t_u : Contrainte ultime de cisaillement.

t : Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération.

s_{sol} : Contrainte du sol.

s_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

x : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

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

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

St : Espacement.

I : Elancement.

F : Force concentrée. f : Flèche.

f : Flèche admissible. D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement. I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance. d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier. M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base. I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées. I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané. E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge. f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge. K : Coefficient de raideur de sol.

d : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau. I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme. Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

p_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

p_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

p_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

H_{cr} : La hauteur critique.

L_c : Longueur confinée.

Z : Distance entre CDG des armatures

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m² ; N/m²) : Charge surfacique. **kN/m³ (MN/m³ ; N/m³)** : Charge volumique. **kNm (MNm ; Nm)** : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

Tableau II.1 : vérification selon RPA 99/2024	17
Tableau II.2: les charges permanentes de la terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.3: les charges permanentes de la terrasse accessible.....	18
Tableau II.4 : les charges permanentes de l'étage courant.	20
Tableau II.5 : les charges permanentes de dalle pleine.	20
Tableau II.6 : les charges permanentes de mur extérieur.	21
Tableau II.7: les charges permanentes de mur intérieur.....	21
Tableau II.8: les charges permanentes de balcon.....	22
Tableau II.9 : calcul des sections des poteaux.....	28
Tableau III.1 Calcul des sollicitations.	35
Tableau III.2 : charges permanents du volée.	41
Tableau III.3 : charges permanents du palier.....	42
Tableau III.4: Calcul du ferrailage.....	45
Tableau III.5: Vérification des contraintes du béton.....	47
Tableau III.6 : Calcul de la flèche.....	48
Tableau III.7 : Evaluation des charges de balcon.....	51
Tableau III .8 : charges permanents du panneau.	51
Tableau III.9 : combinaison des charges.....	51
Tableau III.10 : combinaison des charges.	52
Tableau III.11 : ferrailage de balcon.	52
Tableau III.12 : tableau des données	53
Tableau III.13 : tableau des résultats.....	53
Tableau : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	57
Tableau III.15 : calcul de ferrailage des poutrelles.....	63
Tableau III.16 : contraintes du béton.....	65

Tableau III.17: Calcul de la flèche.....	67
Tableaux VI.1: conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	73
Tableaux VI.2 : valeurs des pondération p_q	76
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle finale.....	81
Tableaux IV.4: Justification des voiles sous charge verticale.	82
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	82
Tableau IV.6: Vérification de la résultante des forces sismique...	82
Tableau IV.7: Vérification des déplacements selon x-x.....	83
Tableau IV.8: Vérification des déplacements selon y-y.....	84
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.	85
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.	86
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	87
Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	88
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N_{max} , M_{corr}).....	90
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M_{max} , N_{corr}).....	91
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N_{min} , M_{corr}).....	91
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{max} , M_{corr})..	92
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M_{max} , N_{corr})..	93
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{min} , M_{corr})..	93
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})	94
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).	95
Tableau V.10: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})	95
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.....	96

Tableau V.12: Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).....	97
Tableau V.13: Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).....	98
Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr})....	99
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	101
Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.....	103
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	104
Tableau V.18 : schéma de ferrailage des poteaux.....	105
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	108
Tableau V.20: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	109
TableauV.21: Ferrailage des poutres porteuses(situation accidentelle).....	109
TableauV.22: Ferrailage des poutres non porteuses(situation accidentelle)..	110
TableauV.23 :Ferrailage des poutres non porteuses(situation accidentelle)	110
TableauV.24:Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	111
Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	111
TableauV.26:Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	112
Tableau V.27 : Vérification de la condition de non fragilité.....	112
TableauV.28 :Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	113
TableauV.29: Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	114
TableauV.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses.	115

TableauV.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteur.	115
Tableau V.32: calcul des armatures transversales.....	117
Tableau V.33: calcul des armatures transversales.....	120
Tableau V.36 : Choix des barres pour le ferrailage horizontal.....	128
Tableau V.37 : résultats de la vérification de la condition de ductilité.....	129
Tableau V. 38 : Efforts de calcul N, M et V du voile V3,Y au-dessus de la zone critique.....	130
TableauV.39: Le ferrailage du voile 3.....	131
Tableau V. 40 : Résultat de ferrailage horizontal.....	132
Tableau V. 41 : Efforts de calcul N, M et V du voile V9 au-dessus de la zone critique.....	133
TableauV.42: Le ferrailage du voile 9.....	134
Tableau V. 43 : Résultat de ferrailage horizontal.....	135
Tableau V. 44 : Efforts de calcul N, M et V du voile V11 au-dessus de la zone critique.....	136
TableauV.45: Le ferrailage du voile 11.....	137
Tableau V. 46 : Résultat de ferrailage horizontal.....	138
TableauVI.1 : vérification de la stabilité au renversement.....	160

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures, en utilisant l'ensemble des techniques relatives aux constructions civiles, afin d'assurer la sécurité publique.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment en (RDC+15 étages + Sous-sol) contreventé par des voiles structuraux.

L'étude de ce bâtiment se fait en respectant les réglementations et les recommandations en vigueur, à savoir (RPA V2024, BAEL91 et CBA93 en vigueur en Algérie) ainsi que les documents techniques y afférents (D.T.R. BC 2.2).

Il est apparu que le calcul manuel des éléments structuraux est plus long et conduit à des résultats moins précis. Toutefois, il existe aujourd'hui des logiciels tels que le logiciel ETABS, qui permet non seulement de réduire considérablement le temps de travail, mais également d'obtenir des résultats plus satisfaisants.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures et de nous initier aux méthodes professionnelles de calcul structurel, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment multifonctionnel (commerce + habitation) en R+15+1 sous-sol. Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

Et enfin cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerces et logements d'habitations), L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger (El Madania) , selon le règlement parasismique Algérien (RPA2024) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone VI).



Figure ..1 : Localisation de l'ouvrage.

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question à une forme régulière, il est composé de RDC+15 étages.

Chapitre I : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

- ✓ Sous-sol
- ✓ RDC et 1er étage d'usage commerce.
- ✓ 2ème jusqu'au 15^{ème} étage comportent quatre appartements de type F3 pour chaque niveau.
- ✓ Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 54.06m
- Hauteur du Rez de chaussée est 1er étage est de : 4.08m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 29.8 m
- Largeur total (sens transversal) : L= 21.7m

I.2.3 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est un analyse et conception d'une structure en béton arme R+15 avec attique entre -sol et sous – sol contreventée par des voiles structurels de contreventement selon le règlement parasismique algérien [2024]

I.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

Les dalles pleines sont des plaques en béton armé qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

Les corps creux sont composés de 3 éléments principaux, qui sont :

- le corps creux ou "hourdis" qui sert de coffrage perdu (ressemble aux parpaings),
- les poutrelles en béton armé ou précontrainte qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,

Chapitre I : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

- et une dalle de compression armée, coulée sur les entrevous. Elle reprend les efforts de compression.

- Dalle à corps creux. :

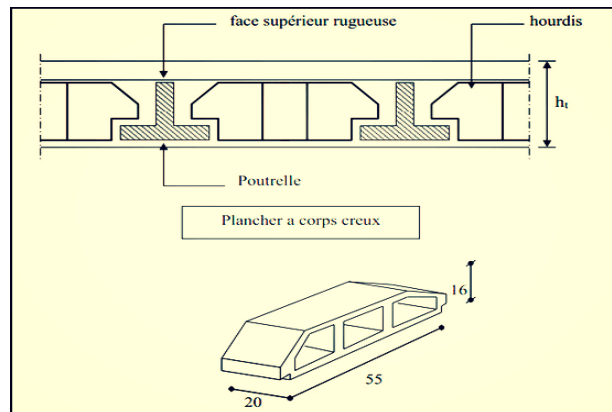


Figure I-2 : Plancher à corps-creux

- Dalle pleine (séchoir). :

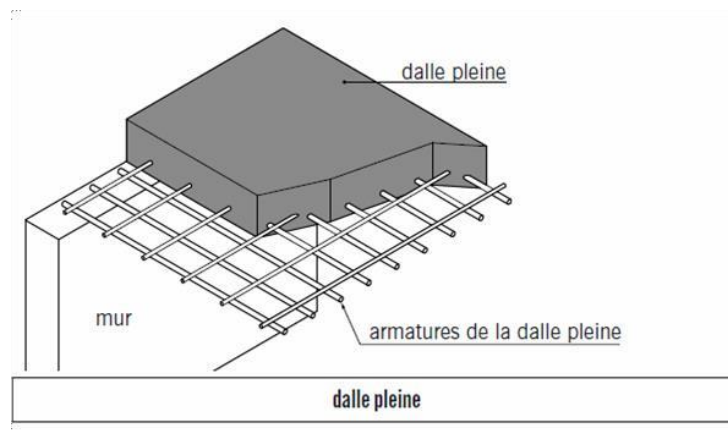


Figure I-3 : plancher à dalle pleine

I.2.5 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont composés d'un certain nombre de marches, de contremarches, de paliers et de paillasse, quelquefois avec une poutre palière et autres fois avec poutre brisée, ils sont en béton armé, coulés en place et construits étage par étage.

I.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

Chapitre I : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

- ✓ Terrasse inaccessible.
- ✓ L'acrotère :

L'acrotère réalisé sur place, en castré dans le plancher terrasse ayant un rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Dans le cas de ce bâtiment, l'acrotère est d'une hauteur de 0.7m

I.2.7 Ascenseurs :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement rapide en hauteur de passagers et objets sur différents niveaux d'une construction. Il est indispensable lorsque le nombre d'étages est important comme pour le cas de notre ouvrage 15 niveaux

I.2.8 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- ✓ Murs extérieurs : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- ✓ Murs intérieurs : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne.

I.2.9 Revêtement :

Le revêtement doit garantir essentiellement l'isolation thermique et acoustique tout en présentant un aspect esthétique.

Le revêtement comprend :

- Une couche de carrelage pour les planchers,
- un enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds en plus d'une peinture pour ces derniers et les voiles porteurs,
- et un mortier de ciment pour le crépissage des murs extérieurs

I.2.10 Infrastructure :

Chapitre I : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de 2 bar.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de 3 m.
- f- La catégorie de site S3.

I.3 Les propriétés des matériaux :

I.3.1 Béton

a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- ✓ Ciment : CEM II/B 42,5
- ✓ Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
 - Gravier de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) mm
- ✓ Eau de gâchage : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [1] :

Chapitre I : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction , mesurée à " j " jours d'âge.

c. Résistance à la compression

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm².

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 \cdot 28 \log (j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

D. Résistance à la traction

- ✓ : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais , parmi ces essais on peut citer :
- ✓ Traction directe sur les cylindres précédents.
- ✓ Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

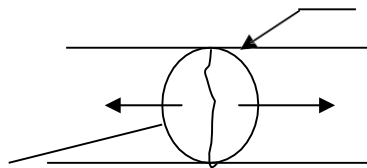


Figure I-3: Essai Brésilien

- ✓ Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

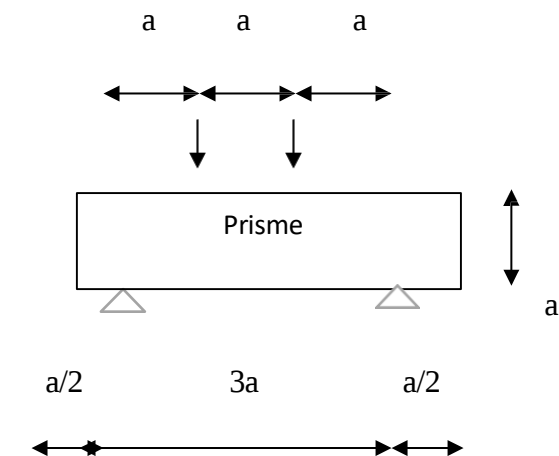


Figure I.2 : Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction à « **j** » **jours** notée par « f_{tj} », elle est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

$f_{c28} = 30$ MPa , on trouve :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

I.3.2 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de " Young ou module de déformation longitudinal ».

a. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa).

b. Module d'élasticité différé « E_{vj} »

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

c. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

ν = allongement relatif du côté de la section

raccourcissement relatif longitudinal

- ✓ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

d. Poids volumique

On adopte la valeur :

$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour le BA.

$\rho = 24 \text{ kN/m}^3$ pour le béton.

I.3.3 Les contraintes limites de calcul

I.3.3.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22,17 \text{ MPa}$

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 1$

Si $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0,85$

Avec :

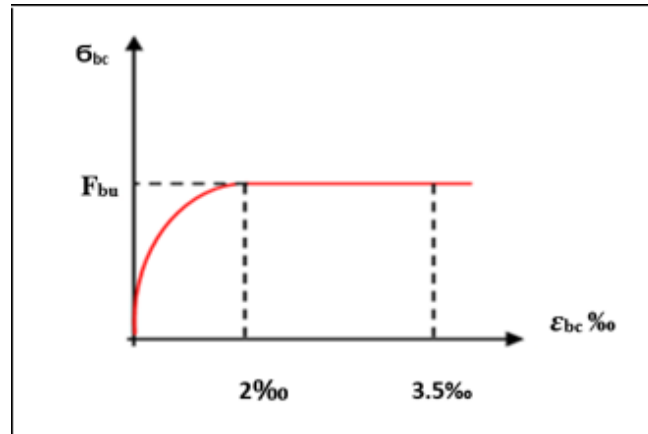


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

t = durée d'application de l'action considérée en heures.

I.3.3.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

→

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

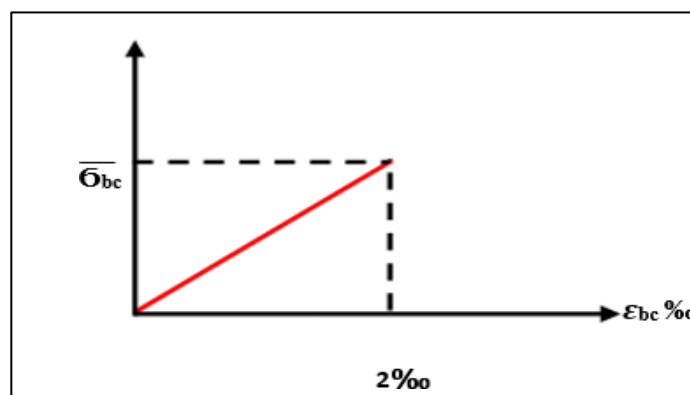


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS

I.3.4 ACIERS

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ($\emptyset$) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE500
- Treillis soudés (TS) : TLE520 $\emptyset = 6$ mm pour les dalles.

I.3.4.1 Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ($f_e = 235$ MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa.

I.3.4.2 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

I.4.1 Les contraintes limites de calcul :

I.4.1.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

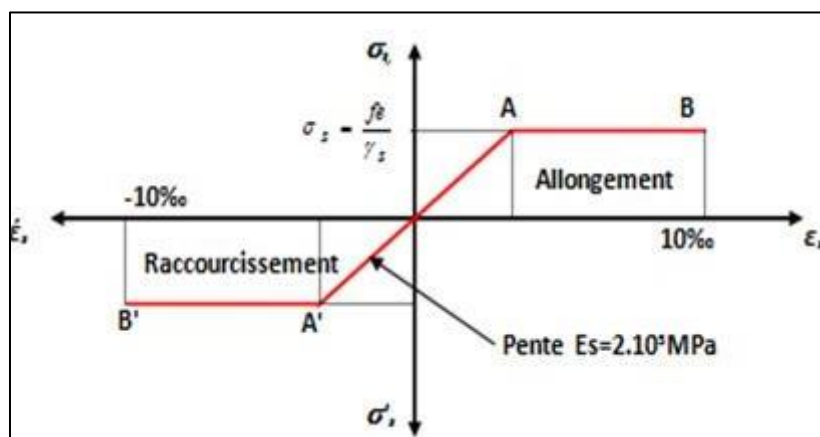


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

f_e : Contrainte limite élastique

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : $\boxed{\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}}$ Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1.10^5} = 2,07 \text{‰}$

I.4.1.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(240 \text{MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max \left(200 \text{MPa}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.4.1.3 Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté "n" est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.5.1 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Les sections droites restent planes après déformation.

Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.

La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale à :

Rond lisse $\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	⎵ Situation durable Situation accidentelle
$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	
Haute adhérence $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$	⎵ Situation durable Situation accidentelle
$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	

I.6 Conclusion :

Ce premier chapitre a établi les bases du projet en présentant le bâtiment (RDC+15 étages + Sous-sol contreventé par voiles) et sa localisation à Alger (zone sismique VI). Il a détaillé les matériaux essentiels (béton C 25/30, aciers FeE500) et les hypothèses de calcul (ELU/ELS) selon les normes algériennes (RPA2024, BAEL91, CBA93). Ces informations fondamentales posent le cadre technique de l'étude et préparent le terrain pour les calculs et le dimensionnement qui seront abordés dans les chapitres suivants

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

II.1 Introduction :

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul pour cela le RPA Version 2024) et le C.B.A 93 mettent au point qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique. Pour la descente de charge, elle consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure, la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation. Et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments, il faudra tenir compte des prescriptions relatives à chaque élément, ainsi que des recommandations des règlements RPA 2024et le C.B.A 93.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

a) Les Planchers :

Les planchers, quelle que soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1).

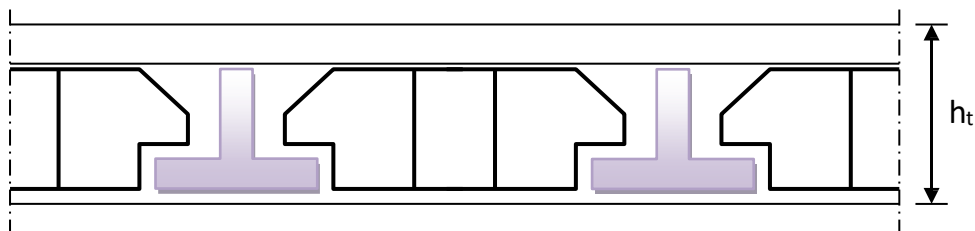


Figure II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$^2h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5.$$

$L_{X \max}$: distance maximale entre nus d'appuis ,suivant l'axe OX.

$L_{Y \max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OY.

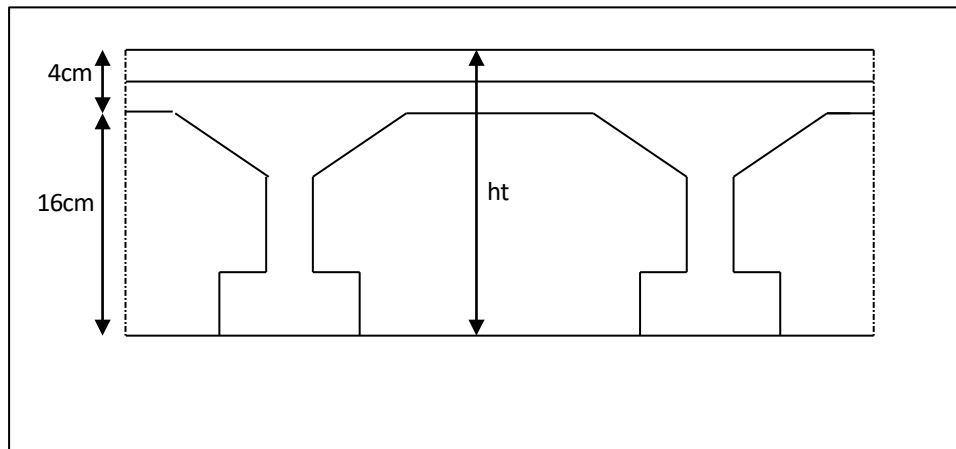
Dans notre cas : $L_{X \max} = 3.2m$

$$L_{Y \max} = 5.2 \text{ m.}$$

$$L_{y \max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$$

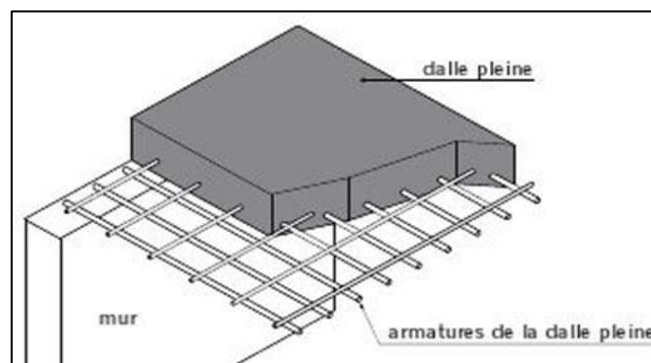
Alors $h_t \geq 490 / 25 = 19.6\text{cm} \rightarrow h_t \geq 19.6\text{cm}$

On prend $h_t = 20\text{ cm} \rightarrow (\text{corps creux de } 16\text{ cm et dalle de compression de } 4\text{ cm}).$



b) Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions de sécurité d'isolation et de résistance ,on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après



FigureII.2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

- **Condition de résistance au feu :**

Cette condition dépend de la durée de coupe de feu souhaitée.

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique :**

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

Selon les règles , l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à :

15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à :15 cm

- **Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable. Dans notre cas les dalles reposent sur 3 ou 4 cotés.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : le plus petit coté de la dalle .

l_y : le plus grand coté de la dalle .

Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens : $e \geq l_x/30$.

Si $0,4 < \rho < 1$: la dalle porte sur deux sens : $e \geq l_x/40$.

Donc on a : $l_y=4,9\text{m}$ $l_x=2,9\text{m}$ $\Rightarrow$ $\rho=0,59$

Donc la dalle porte sur deux sens :

$$e \geq l_x/40 = 7,25 \text{ cm}$$

Conclusion :

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons aux choix d'une dalle d'épaisseur de :
 $e = 15 \text{ cm}$

II.3 prédimensionnements des éléments principaux :

Les poutres :

- ❖ **Selon les Règles de BAEL :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec : L : portée de la plus grande travée dans le sens considéré

h : hauteur de la section

b : largeur de la section

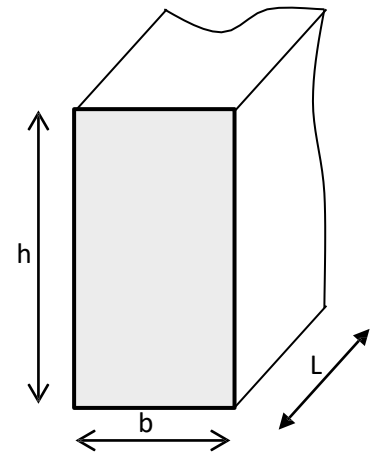


Figure II.3 « Dimensions de poutre »

a. Poutres principales : L = 520 cm

➤ Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 34.67 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

➤ Détermination de la largeur "b" :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

donc on prend $(\mathbf{h \times b}) = (\mathbf{45 \times 35}) \text{ cm}^2$

b. Poutres secondaires : L = 320 cm

➤ Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

➤ Détermination de la largeur "b" :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

donc on prend $(\mathbf{h \times b}) = (\mathbf{30 \times 25}) \text{ cm}^2$

❖ Selon les Règles de RPA 2024 :

les dimensions précédentes doivent respecter les articles suivants :

Tableau II.1 : vérification selon RPA 99/2024.

	P p (cm)	P s (cm)	Vérification
$\mathbf{b \geq 20 \text{ cm}}$	35	25	C v
$\mathbf{h \geq 30 \text{ cm}}$	45	30	C v
$\mathbf{h/b \leq 4}$	1,28	1,2	C v

II.4 Evaluation des charges et surcharges :

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

a) Les charges permanentes :

b) Terrasse inaccessible :

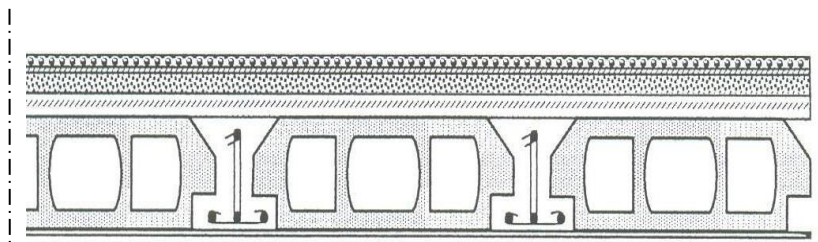


Figure II.4: Détail des constituants de plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2: les charges permanentes de la terrasse inaccessible

Elément	Description	Epaisseur (m)	Poids volume (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Terrasse inaccessible	1)-gravillon roulé	0.05	17	0.85
	2)-étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
	3)-papier kraft	-	-	0.05
	4)-forme de pente 1%	0.10	22	2.20
	5)-plaque de liège	0.04	4	0.16
	6)-par vapeur	0.01	6	0.06
	7)-plancher corps creux	0.16+0.04	-	3.05
	8)-enduit de plâtre	0.015	10	0.15
$G_{T-Inaccessible}=6.64\text{KN/m}^2$				

Plancher terrasse accessible :

Tableau II.3: les charges permanentes de la terrasse accessible.

Elément	Description	Epaisseur (m)	Poids volume (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Terrasse accessible	1)-carrelage	0.02	22	0.44
	2)-étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
	3)-forme de pente 1%	0.10	22	2.20
	4)-plaque de liège	0.04	4	0.16
	5)-plancher corps creux	0.16+0.04	-	3.05
	6)-enduit de plâtre	0.015	10	0.15
$G_{T-accessible}=6.12\text{KN/m}^2$				

➤ Etage courant :

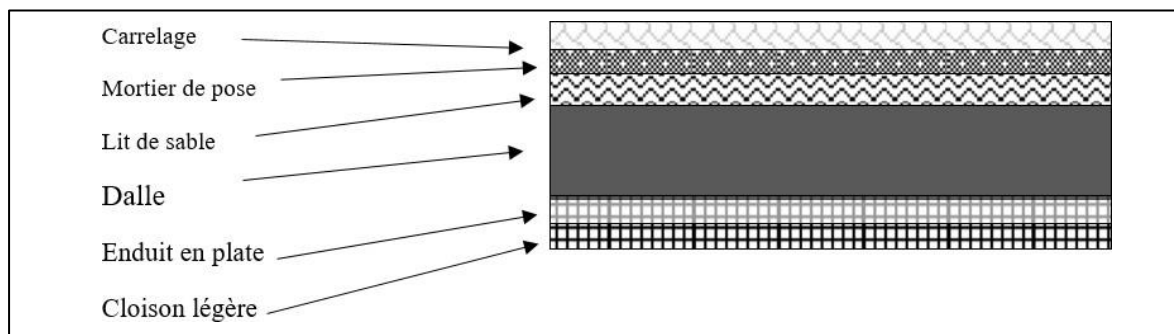


Figure II.5: plancher étage courant. (corps creux)

Tableau II.4 :les charges permanentes de l'étage courant.

Elément	Description	Epaisseur (m)	Poids volume (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Etagé courant	1)-dalle de sol	0.01	28	0.28
	2)-mortier de pose	0.02	20	0.40
	3)-lit de sable	0.03	18	0.54
	4)-isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
	5)-plancher en corps creux	0.2	25	3.05
	6)-enduit en plâtre	0.015	10	0.15
	7)-enduit en ciment	0.015	10	0.27
	8)-mur cloison	-	-	1
$G_{\text{etg courant}} = 5.85 \text{ KN/m}^2$				

Dalle pleine:

Tableau II.5 :les charges permanentes de dalle pleine.

Elément	Description	Epaisseur (m)	Poids volume (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Etagé courant	1)-dalle de sol	0.01	28	0.28
	2)-mortier de pose	0.02	20	0.40
	3)-lit de sable	0.03	18	0.54
	4)-dalle pleine	0.15	25	3.75
	5)-enduit en plâtre	0.015	10	0.15
	6)-mur cloison	-	-	1
$G_{\text{etg courant}} = 6.12 \text{ KN/m}^2$				

➤ Les murs extérieurs :

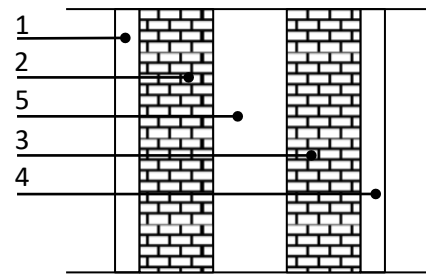


Figure II.6: Coupe verticale double cloison

Tableau II.6 : les charges permanentes de mur extérieur.

Elément	Description	Epaisseur (m)	Poids volume (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Mur extérieur	1)-enduit en ciment	2*0.015	10	2*0.27
	2)-brique creuse	2x0.1	09	0.9x2
	3)-enduit en plâtre	0.015	10	0.1
	4)-lame d'air	0.05	-	-
				G_{murext} = 2.49 kN/m²

Mur intérieur

Tableau II.7: les charges permanentes de mur intérieur.

Matière	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
enduit de plâtre	2*1.5	10	2*0.15
brique creuse	10	9	0,9
enduit de plâtre	2*1.5	10	2*0.27
ΣG = 1.74 kN/m²			

➤ Les balcons :

Tableau II.8: les charges permanentes de balcon

Element	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Dalle pleine	1.5	25	3.75
Couche de sable	3	18	0.54
			G =5.36kN/m²

c) **Les charges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q=1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher RDC et 1er étage courant à usage commerciaux → $Q=5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q=3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Escalier → $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Lors du prédimensionnement des poteaux en béton armé, plusieurs considérations sont prises en compte, notamment leur capacité à supporter les charges verticales (permanentes et d'exploitation) et à reprendre les efforts sismiques. Voici les étapes courantes du prédimensionnement des poteaux:

–Pour simplifier la conception, on sélectionne généralement trois types de poteaux représentatifs, les plus sollicités: un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

- Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargée qu'il supporte. Les charges verticales comprennent les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- La loi de dégression des charges d'exploitation est utilisée pour tenir compte de la diminution progressive des charges en fonction de la hauteur des étages.

Les coefficients de dégression spécifiques sont déterminés en fonction des réglementations applicables et des caractéristiques du projet.

▪ **Dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

• **Condition de stabilité:**

$$\lambda = L_f / 10$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

• **Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \left[\frac{1}{\beta} \frac{B_r \cdot f_{bc}}{0.9} + 0.85 A' \sigma_{s10} \right]$$

D'où la section réduite du poteau (B_r) est égale à:

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e \times A_s}{\gamma_s B_r} \right)}$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

❖ **R.P.A 2024 exige :**

Pour une zone VI sismique , on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ (h_e est la hauteur entre nu d'étage)
- $1/4 < a/b < 4$

Avec:

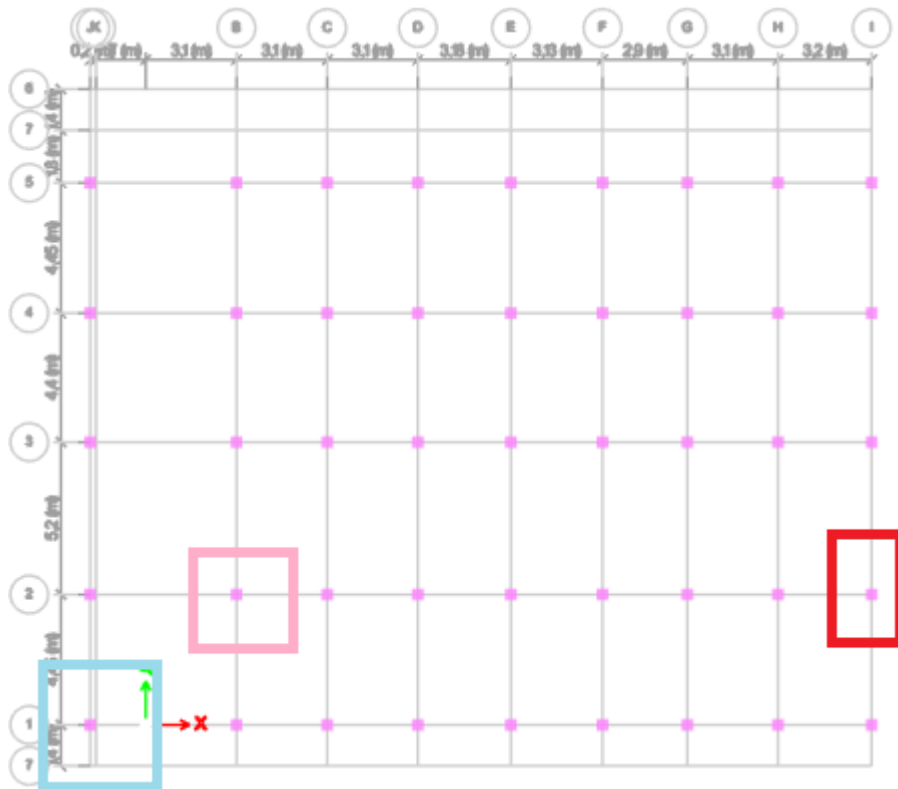
(a;b) : dimensions de la section.

H_e : hauteur d'étage.

- Calcul du poteau :

Les poteaux les plus sollicités sont:

- Poteau de centre.
- Poteau d'angle.
- Poteau de rive



- Poteau central :

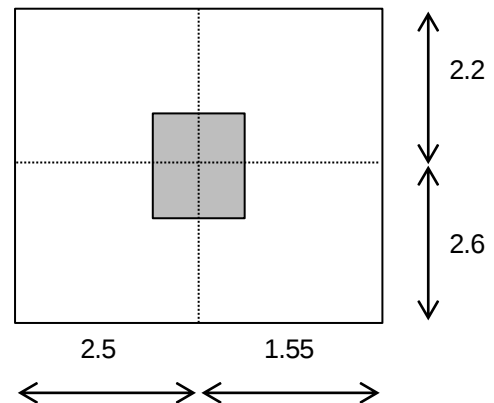
Le poteau central sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

- Descente de charges :

La descente de charge s'effectuera pour le poteau le plus sollicité.

. La décente de charges :

$$S_T = 4.2 \times 3.45 = 14.49 \text{m}^2$$



II.6 Les surcharges :

▪ Charges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$.

Les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3, ...,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Loi de Dégression :

Surcharge d'exploitation

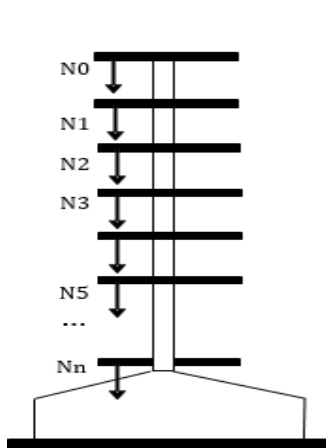


Figure II.7 : Schéma de la descente de charge

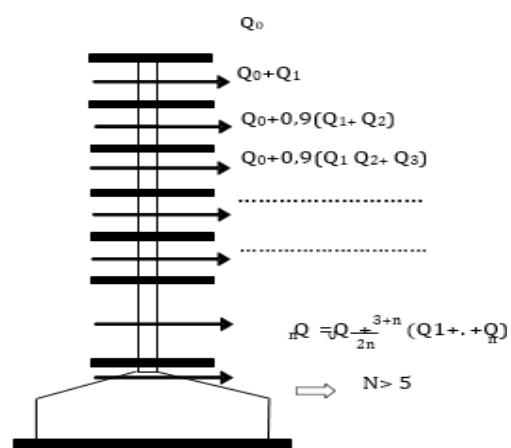


Figure II.8 : Schéma de la dégression de Charge d'exploitation

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

- Terrasse inaccessible : $Q_0 = Q \times S = 1 \times 14.49 = 14.49 \text{ KN}$.
- Les étages courants : $Q_0 = 1,5 \times 14.49 = 21.73 \text{ KN}$.
- 1^{er} étage usage commercial : $Q_0 = 5 \times 14.49 = 72.45 \text{ KN}$.
- RDC usage commercial : $Q_0 = 5 \times 14.49 = 72.45 \text{ KN}$.
- Sous-sol parking : $Q_0 = 2.5 \times 14.49 = 36.22 \text{ KN}$.

II.7 La dégression des charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation : Notre structure est de (R+15), le nombre des étages est égale à 15 donc on applique la loi de dégression.

- 15^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 = 14.49 \text{ KN}$.
- 14^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + Q = 14.49 + 21.73 = 36.22 \text{ KN}$.
- 13^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,95 \times Q = 14.49 + 0.95 \times 43.46 = 55.77 \text{ KN}$.
- 12^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,9 \times Q = 14.49 + 0.9 \times 65.19 = 73.16 \text{ KN}$.
- 11^{er} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,85 \times Q = 14.49 + 0.85 \times 86.92 = 88.37 \text{ KN}$.
- 10^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,8 \times Q = 14.49 + 0.8 \times 108.65 = 101.41 \text{ KN}$.
- 9^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,75 \times Q = 14.49 + 0.75 \times 130.38 = 112.27 \text{ KN}$.
- 8^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,71 \times Q = 14.49 + 0.71 \times 152.11 = 122.48 \text{ KN}$.
- 7^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,68 \times Q = 14.49 + 0.68 \times 173.84 = 132.7 \text{ KN}$.
- 6^{er} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,66 \times Q = 14.49 + 0.66 \times 195.57 = 143.56 \text{ KN}$.
- 5^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,65 \times Q = 14.49 + 0.65 \times 217.3 = 155.73 \text{ KN}$.
- 4^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,63 \times Q = 14.49 + 0.63 \times 239.03 = 165.07 \text{ KN}$.
- 3^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,62 \times Q = 14.49 + 0.62 \times 260.76 = 176.16 \text{ KN}$.
- 2^{ème} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,61 \times Q = 14.49 + 0.61 \times 282.49 = 186.8 \text{ KN}$.
- 1^{er} étage : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,6 \times Q = 14.49 + 0.6 \times 354.94 = 227.45 \text{ KN}$.
- RDC : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,6 \times Q = 14.49 + 0.6 \times 427.39 = 270.92 \text{ KN}$.
- SS : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 + 0,59 \times Q = 14.49 + 0.59 \times 463.61 = 288.01 \text{ KN}$.

1. Charge permanente revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse (inaccessible) : $G = 6.64 \text{ kN/m}^2$
- Plancher terrasse (accessible) : $G = 6.12 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage et RDC : $G = 5.85 \text{ kN/m}^2$

2. Poids de chaque plancher

- Plancher terrasse (inaccessible) : $P = 6.64 \times 14.49 = 96.21 \text{ kN}$
- Plancher terrasse (accessible) : $P = 6.12 \times 14.49 = 88.67 \text{ kN}$
- Plancher étage courant : $P = 5.85 \times 21.73 = 127.12 \text{ kN}$
- Plancher 1^{er} étage et RDC : $P = 5.85 \times 72.45 = 423.83 \text{ kN}$
- Plancher sous sol : $P = 5.85 \times 36.22 = 211.88 \text{ kN}$

3. Poids de chaque poutre

- Poutre principale : $P = (0.25 \times 0.35) \times 25 \times 5.2 = 11.375 \text{ kN}$
- Poutre secondaire : $P = (0.1 \times 0.25) \times 25 \times 3.2 = 2 \text{ kN}$
- Poids totales des poutres : $P_t = (11.375 + 2) = 13.375 \text{ kN}$

4. Poids des poteaux :

$a = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

G Poteau (1^{er} étage, RDC) = $(0.30 \times 0.30) \times 3.63 \times 25 = 8.16 \text{ kN}$

G Poteau étage courant = $(0.30 \times 0.30) \times 2.61 \times 25 = 5.87 \text{ kN}$

5. Choix des sections des poteaux centraux :

$$\sigma = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 35 \quad \text{Donc} \quad a = b \quad \mathbf{Br} = (a - 2)^2$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\lambda < 50 \quad \text{D'où} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \frac{35^2}{35}} = 0.708$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha + \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 f_e}{\gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708 + \left(\frac{30}{0.9 * 1.5} + \frac{0.01 * 500}{1.15} \right)} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Br \geq 0.066 N_u}$$

- **Pré dimensionnement des poteaux selon BAEL 91 :**

Tableau II.9 : calcul des sections des poteaux

	N_G KN	N_Q KN	N_u KN	$B_r(\text{cm}^2)$	$a*b_{\text{Adoptée}}(\text{cm}^2)$	$S > \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$	décision
Terrasse inaccessible	115.45	14.49	177.59	11.72	1225	98.66	vérifié
Plan attique	223.37	14.49	323.28	21.33	1225	179.6	vérifié
N14	350.49	36.22	527.49	34.81	1225	293.05	vérifié
N 13	477.61	55.77	728.42	48.07	1225	404.67	vérifié
N 12	604.73	73.16	926.12	61.12	1225	514.51	vérifié
N 11	731.85	88.37	1120.55	73.95	1225	622.52	vérifié
N 10	858.97	101.41	1311.72	86.57	1225	728.73	vérifié
N9	986.09	112.27	1499.62	98.97	1225	833.12	vérifié
N8	1113.21	122.48	1686.55	111.31	1225	936.97	vérifié
N7	1240.33	132.7	1873.49	123.65	1600	1040.82	vérifié
N6	1367.45	143.56	2061.39	136.05	1600	1145.21	vérifié
N5	1494.57	155.73	2251.26	148.58	1600	1250.7	vérifié
N4	1621.69	165.07	2436.88	160.83	2025	1353.82	vérifié
N3	1748.81	176.16	2625.13	173.25	2025	1458.4	vérifié
N2	1875.93	186.8	2812.7	185.63	2025	1562.61	vérifié
N1	2299.76	227.45	3445.85	227.42	2500	1914.36	vérifié
N RDC	2723.59	270.92	4083.22	269.49	2500	2268.45	vérifié
S SOLE	2935.47	288.01	4394.89	290.06	2500	2441.60	Vérifié

Avec : $q_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

Avec :

- B_r : La section réduite du poteau.
- N_u : L'effort normal ultime de la compression.

II.8 : Vérification des conditions de le RPA 99

Vérification relative aux coffrages :

Vérification au RPA :

$$h_e = h_{\text{Totale}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e(1^{\text{er}}, \text{RDC}) = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ cm.}$$

$$h_e(2^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}} \text{ et } 5^{\text{ème}}, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 \text{ étage})$$

$$= 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

✓ Poteau (35x35) :

R.P.A 2003 exige :

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 35 cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 35 cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

(he est la hauteur entre nu d'étage)

$$\bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 45/45 = 1 < 4 \quad \textbf{Vérifier}$$

✓ Poteau (40x40):

R.P.A 2024 exige :

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 40 cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 40 cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

(he est la hauteur entre nu d'étage)

$$\bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 50/50 = 1 < 4 \quad \textbf{Vérifier}$$

✓ Poteau (45x45) :

R.P.A 2024 exige :

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 45 cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

$$\bullet \text{ Min (a, b) = 45 cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm} \quad \textbf{Vérifier}$$

(he est la hauteur entre nu d'étage)

$$\bullet \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 55/55 = 1 < 4 \quad \textbf{Vérifier}$$

✓ Poteau (50x50) :

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

R.P.A 2024 exige :

• $\text{Min}(a, b) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifier**

• $\text{Min}(a, b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{363}{20} = 18.15 \text{ cm}$ **Vérifier**

(h_e est la hauteur entre nu d'étage)

• $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 55/55 = 1 < 4$ **Vérifier**

- Les sections des poteaux sont de forme carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du R.P.A 2024.

- Les mêmes étapes de calcul sont effectuées pour les poteaux de rive et les poteaux d'angle et on résume les résultats dans le tableau suivant :

Niveau	Choix
Sous-sol, RDC, 1er	50*50
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45*45
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40*40
8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35*35
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} 14 ^{ème} , 15 ^{ème}	35*35

Toutes les conditions de le RPA sont vérifiées.

II.9 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 2024 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max(h_e / 20 ; 15)$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

L : longueur du voile

E:épaisseur du voile

he : Hauteur d'étage

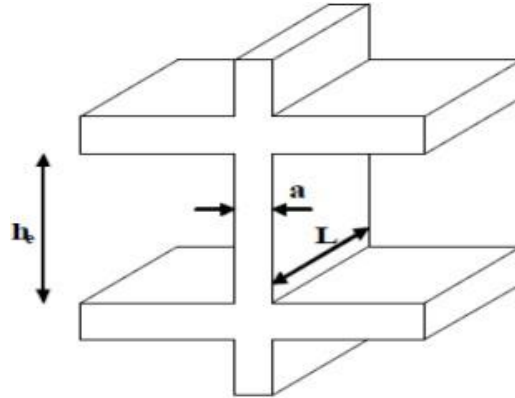


Figure Error! No text of specified style in document..9 : Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas :

$$a_{min} \geq \max \left[15 \text{ cm} ; \frac{he}{20} \right]$$

Avec :

- he : Hauteur d'étage

- a_{min} : Epaisseur de voile

▪ **Pour le sous-sol:**

$$he = \begin{cases} (4.08 - 0,50) = 3.58 \text{ m} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm}; 17.65 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 17.65 \text{ cm.} \end{cases}$$

▪ **Pour RDC:**

$$he = \begin{cases} (4.08 - 0,50) = 3.58 \text{ m} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm}; 17.65 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 17.65 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Pour l'étage courant:**

$$he = \begin{cases} (3.06 - 0,5) = 2,56 \text{ m} \\ a_{min} \geq \max(15 \text{ cm}; 12,8 \text{ cm}) \Rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

→ a = 20 cm.

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments structuraux

Pour les voiles nous adopterons pour le RDC une épaisseur de 15 cm et pour les étages courant une épaisseur de 20 cm.

Conclusion:

Ce chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux principaux de notre bâtiment, incluant les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement. Cette démarche a été menée en conformité avec les réglementations Algériennes en vigueur, notamment le RPA 2024 et le CBA 93, BAEL. Une fois toutes les exigences réglementaires satisfaites et les calculs de prédimensionnement achevés, nous avons procédé à l'adoption des dimensions finales, optimisant à la fois la sécurité structurelle et l'aspect économique du projet. Les dimensions retenues pour les principaux éléments sont les suivantes :

- Plancher à corps creux : 16+4 cm
- Dalle pleine : $e = 15$ cm
- Poutres principales (PP) : (45×35) cm²
- Poutres secondaires (PS) : (30×25) cm²
- Poteaux centraux : (50×50) cm², (45×45) cm², (40×40) cm², (35×35) cm² (sections variables selon les niveaux)
- **Voiles :**
- Sous-sol : $e = 20$ cm
- RDC et étages courants : $e = 20$ cm

Ces dimensions préliminaires, représente une première approche, fournissent la base géométrique essentielle pour la modélisation numérique précise de la structure et l'analyse détaillée des charges. Le chapitre suivant s'attachera à approfondir cette analyse structurelle sous diverses sollicitations afin d'affiner ces dimensions et de procéder au ferraillage des éléments.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1. Introduction

Les éléments secondaires ou non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, tel que : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles.

Le but de ce chapitre est de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments secondaires de notre bâtiment.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "**BAEL 91 modifié 99**" en respectant le règlement parasismique Algérien "**RPA 2024**".

III .2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité, il est assimilé à une console verticale encastrée au niveau de la dalle de terrasse

L'acrotère est soumis à :

- Une charge verticale due à son poids propre
- Une surcharge horizontale due à l'action de la main courante

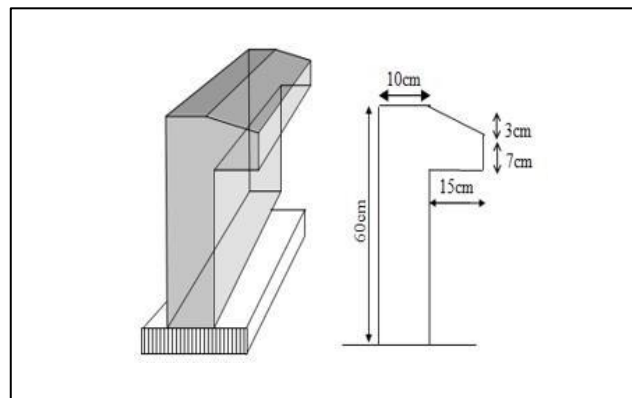


Figure III.1 :l'acrotère.

III .2.1. Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, a la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bonde 1m de largeur dont les dimensions sont les suivant

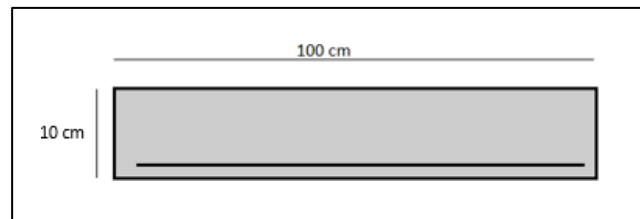


Figure III.2. : section de l'acrotère.

- Largeur : $b=100$ cm
- Hauteur : $h=60$ cm
- Epaisseur : $e=10$ cm

III .2. 2Evaluation des charges et surcharges

- Charge d'exploitation

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

- Charge permanente

$$S = [(0.6 \times 0.10) + \frac{1}{2} (0.15 \times 0.03) + (0.15 \times 0.07)] = 0.07275 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère

$$G = 25 \times 0.007275 = 1.82 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 15 \times 0.02 \times (0.6 + 0.10) \times 2 = 0.42 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Donc } G_T = 2.24 \text{ kN/ml}$$

- L'action des forces horizontales Q_h (F_p)

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère a la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot W_p$ (Art 6.2.3)

Avec :

- **A** : 0,3 (zone VI, groupe d'usage 1B) coefficient d'accélération de zone.
- **CP** : 0,8 (élément en console) facteur de force horizontale
- **WP** : 2.24 kN (poids de l'acrotère) .
- **F** = max (F_p , F_q)

F_q : la poussée horizontale $\rightarrow F_q = 100 \text{ kg /ml}$

$$\rightarrow F_p = 2.15 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1.5Q ; F_p)$$

$$F_p = 2.15 \text{ kN}$$

$$1.5Q = 1.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Q_u = Q_h = 2.15 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :

$$G = 2.24 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 2.15 \text{ kN/ml}$$

1. Calcul de sollicitations

Pour une bande de 1m

- À l'état limite ultime (ELU)

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad N_u = 1.35.G = 3.024 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad M_u = 1.5.Q.h = 1.935 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad V_u = 1.5.Q = 3.225 \text{ kN}$$

- À l'état limite de service (ELS)

$$\text{Effort normal de compression :} \quad \rightarrow \quad N_s = G = 2.24 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad \rightarrow \quad M_s = Q.h = 1.29 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant :} \quad \rightarrow \quad V_s = Q = 2.15 \text{ kN}$$

Tableau III.1 Calcul des sollicitations.

	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
ELU	3.024	1.935	3.225
ELS	2.24	1.29	2.29

2. Calcul de l'excentricité

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{e} = 500 \text{ MPa} ; e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.935}{3.024} = 0.639 \text{ m} = 63.9 \text{ cm}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e$$

→ donc la section est partiellement comprimée

Le centre de la section se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effort du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (en adopte un ferraillement symétrique)

-calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.935 + 3.024 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 2.02 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2.02 \times 10^6}{21.25 \times 1000 \times 80^2} = 0.0148 < \mu_r = 0.371 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (} A_s' = 0 \text{) .}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 79.424 \text{ mm}$$

On a $\mu < 0.1$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{1.07 \times M_f}{\sigma_s \times d} = \frac{1.07 \times 2.02 \times 10^3}{500 \times 8} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.54 - \frac{3.024}{100 \times 500} \times 10^3 = 0.479 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{s \min} > \max \left[\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = [1; 0.883] = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A ; A_{s \min}) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow : A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$St < \min(3h, 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de réparation

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 : \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$St < \min(4h ; 45) = 40 \text{ cm} : \rightarrow \text{on prend } \dots\dots\dots St = 25 \text{ cm}$$

III .2.3Vérification a ELU

a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.225 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.04 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} < \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) = \min(3.75 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0336 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) Vérification des armatures transversale

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas les armatures transversales si la condition suivant est vérifier :

$$\tau_u = 0.0336 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution

c) Vérification ELS

$$M_{\text{ser}} = 1.29 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 2.24 \text{ kN}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1.29 \times 10^2}{2.24} = 57.58 \text{ cm}$$

$$e_1 > \frac{h}{2} \quad c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$c = e_1 - \frac{h}{2} = 57.58 - \frac{10}{2} = 52.58 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section calculer

$$Y_{\text{ser}} = Z_c + C$$

$$P = -3c^2 + 90A \frac{(d-c)}{b} = -8244.36 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A \frac{(d-c)^2}{b} = -292091.37 \text{ cm}^3$$

Résolution de l'équation

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = (-292091.37)^2 + \frac{4 \times (-8244.36)^3}{27}$$

$$\Delta = 23.003 \times 10^8 > 0 \rightarrow \text{donc } y_c = -(A+B)$$

$$\text{Avec } B = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \quad \text{et } A = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$Y = -(-55.99 - 49.60) = 105.59$$

$$Y_1 = 105.50 - 52.58 = 53.01 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_{ser} \times y_1}{\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A(y_1 - c)} \times y_{ser} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcmax} = 0.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

• Etat limite d'ouvrage des fissures

$$\sigma_{s1} = 15 \times \sigma_{bcmax} \frac{Y_1 - c}{Y_1} = 15 \times 0.07 \times (53.01 - 3) = 52.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; \max(0.5 f_{te} ; 110 \sqrt{\pi} f_{t28}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 52.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc les armature calculer sont convenable.

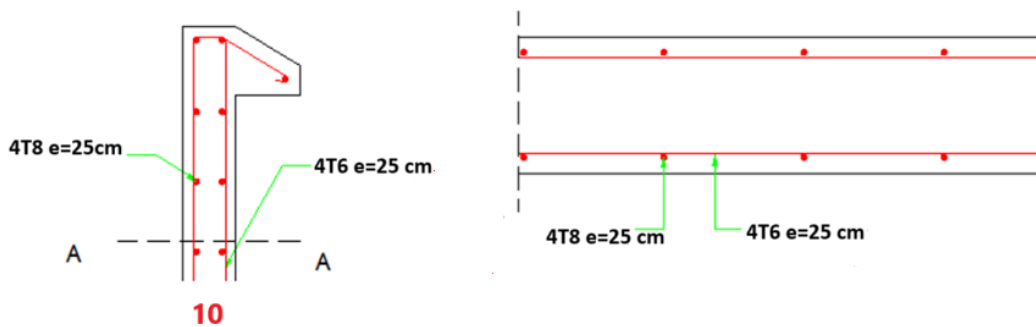


Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III .3. Les escaliers

III .3.1 Définition les éléments d'un escalier

Un escalier est une structure constituée de marches permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment ou d'une construction. Conçu pour supporter le poids des usagers et de leur chargement, il doit respecter les normes de sécurité en vigueur. Les matériaux utilisés pour sa fabrication varient selon le contexte et les besoins : béton, acier, bois ou pierre. Sa conception dépend de l'espace disponible et des exigences spécifiques des utilisateurs.

Un escalier est caractérisé par:

- **La marche:** la partie horizontale des gradins constituant l'escalier(M).
- **La contremarche :** la partie verticale des gradins(CM).

- **La hauteur** ou la montée d'un escalier(H).
- **La hauteur** d'une marche (h).
- **Le giron** : la largeur de la marche(g).
- **L'emmarchement** : la largeur de la volée.
- **La volée**: suite interrompue des marches.
- **La paillasse** : le support des marches.
- **Le palier** : la partie horizontale entre les volés.

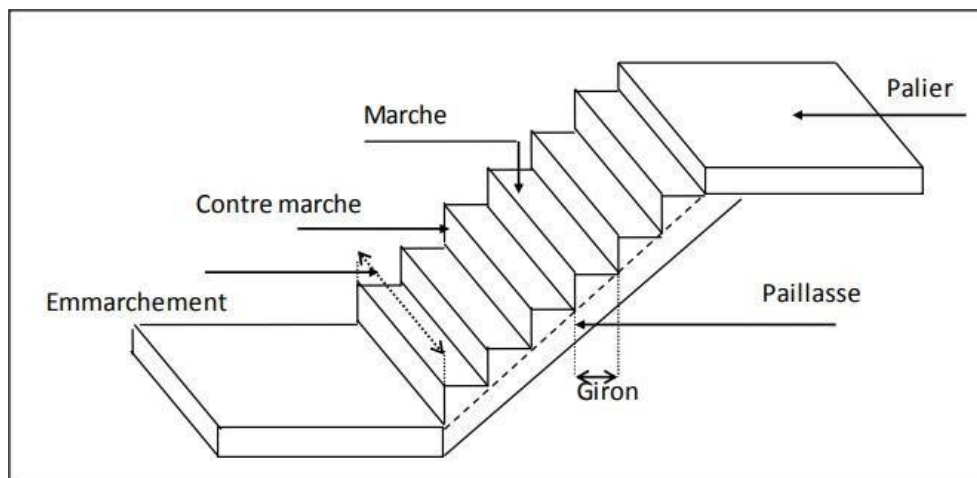


Figure III.4 : Les éléments d'un escalier.

III .3.2.Détermination nombre de marches

a) Relation de Blondel

$$2h+g=64\text{cm}$$

Pour un escalier confortable on doit avoir:

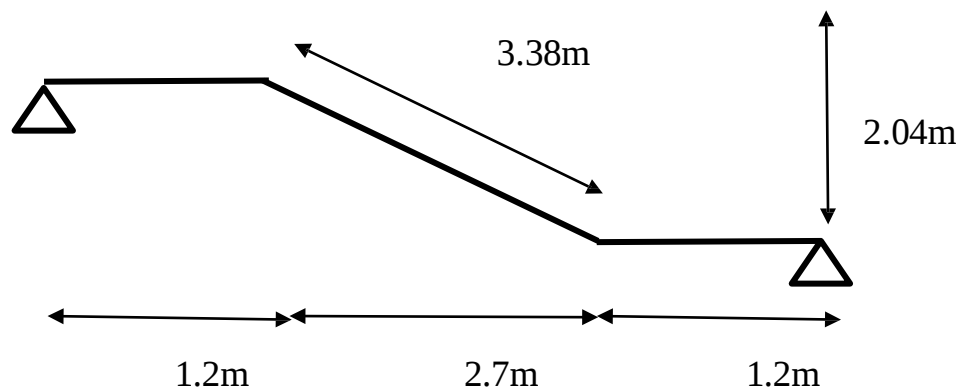


Figure III.5: Schéma statique de l'escalier

b) L'inclinaison de la volée

$$\tan \alpha = \frac{2.04}{2.7} \Rightarrow \alpha = 37.07^\circ$$

- **(n-1)**: Nombre de marches.
- **n**: Nombre de contre marches.
- **h** : Hauteur de la marche
- **g** : Largeur de la marche (giron).
- **L**: Portée en plan de la volée (L=2.7m)
- **H**: Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : $(g+2h)=64$

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 204 + 270) + 2 \times 204 = 0$$

$$64n^2 - 742n + 408 = 0$$

$$\Delta = 742^2 - 4(64 \times 408) = 446116$$

$$n_1 = \frac{742 - \sqrt{446116}}{2 \times 64} = 0.57$$

$$n_2 = \frac{742 + \sqrt{446116}}{2 \times 64} = 11.01$$

On prend le nombre de marche **n=11**.

Le nombre de contre marche **n-1 =10**

Avec: $h = H/n = 204/11 = 18.54 \Rightarrow h = 19\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10} = 27 \Rightarrow g = 24\text{cm}$$

c) Les vérifications de l'équation de BLONDEL :

$$16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad \Rightarrow 59 \leq 24 + 2 \times 19 \leq 66$$

$$59 \leq 62 \leq 66 \quad \Rightarrow \text{vérifier.}$$

d) Détermination de l'épaisseur

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L = 1.2 + 3.38 + 1.2 = 5.78\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19.26 \leq e \leq 28.9$$

Donc on prend $e = 25\text{cm}$

III .3.3 Evaluation des charges

Les charges permanentes **G** et Les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le

D.T.R.B.C.22

1. Charge permanente

➤ Volée :

Tableau III.2 : charges permanents du volée.

Désignation des éléments		Poids "G"(KN/m²)	
Revêtement Vertical		0.40	KN/m2
Mortier de pose		0.60	KN/m2
Enduit en ciment		0.36	KN/m2
Poids propre de la volée		6.25	KN/m2
Poids des Marches		2.09	KN/m2
Chape ciment		0.40	KN/m2
Dalle de sol		0.42	KN/m2
Garde corps		1	KN/m2
Somme		11.52	KN/m2
Q de volée	2.50	KN/m2	

➤ Palier

Tableau III.3 : charges permanentes du palier.

Enduit en ciment		0.36	KN/m ²
Poids propre dalle		6.25	KN/m ²
Lit de sable		0	KN/m ²
Chape ciment		0.40	KN/m ²
Carrelage		0.40	KN/m ²
Somme		7.41	KN/m ²
Q de palier	2.50	KN/m ²	

2. Charge d'exploitation

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

III .3.4. Combinaison des charges

E.L.U:

- Palier: $q_1 = (1.35 \times 7.41) + (1.5 \times 2.5) = 13.75 \text{ kN/m}^2$
- Volée: $q_2 = (1.35 \times 11.52) + (1.5 \times 2.5) = 19.30 \text{ kN/m}^2$
- Palier: $q_1 = (1.35 \times 7.41) + (1.5 \times 2.5) = 13.75 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :

- Palier: $q_1 = 7.41 + 2.5 = 9.91 \text{ kN/m}^2$
- Volée : $q_2 = 11.52 + 2.5 = 14.02 \text{ kN/m}^2$
- Palier: $q_1 = 7.41 + 2.5 = 9.91 \text{ kN/m}^2$

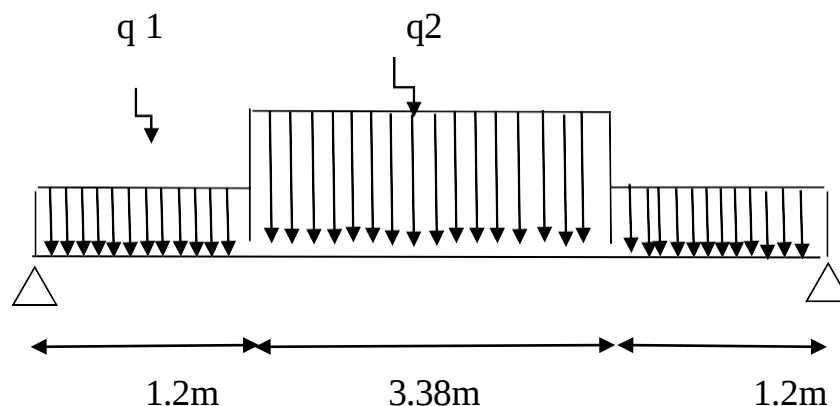


Figure III.6: Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU

Moment à l'ELU:

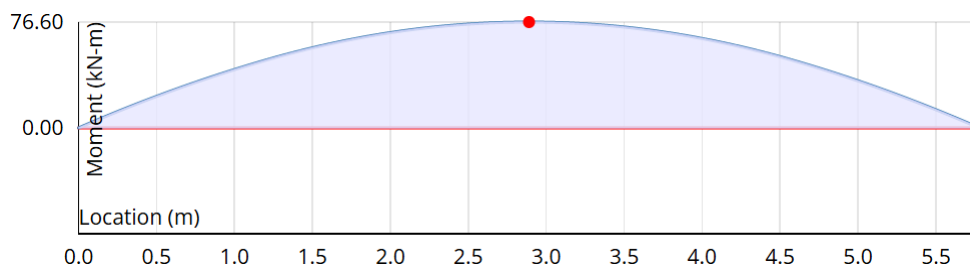


Figure III.7 : diagramme de moment fléchissant à ELU

Moment à l'ELS :

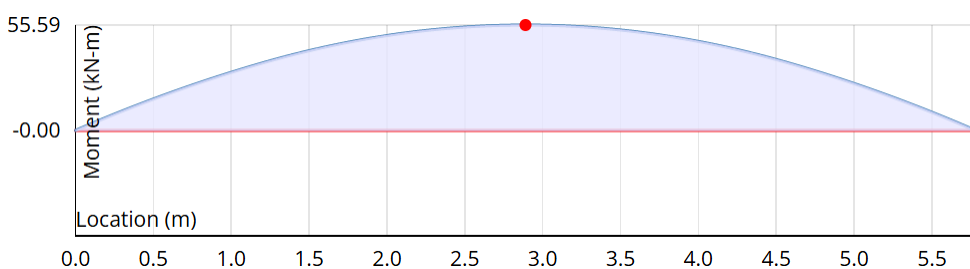


Figure III.8 : diagramme de moment fléchissant à ELS

Effort tranchant T_u :

à l'ELU :

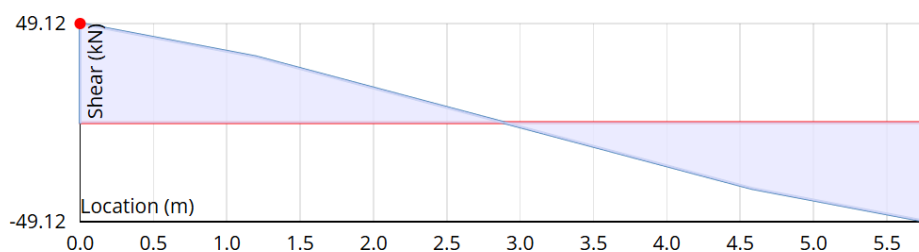


Figure III.9 : diagramme d'effort tranchant à ELU

à l'ELS :

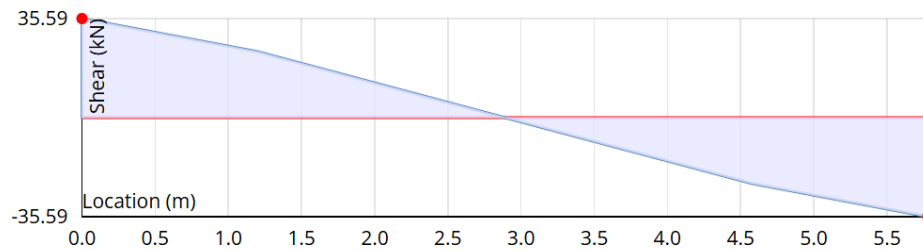


Figure III.10 : diagramme d'effort tranchant à ELS

III .3.5. Calcul de ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1m de largeur, avec:

On prend $M_u^{\max} = 76.6 \text{ kN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

➤ Travée: $M_u^{\max}_{\text{travée}} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 76.6 = 65.11 \text{ kN.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{65.11 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 17} = 0.07$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.07)}) = 0.09$$

$$Z = 225(1 - 0.4 \times 0.09) = 216.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{65.11 \times 10^6}{216.9 \times 435} = 690 \text{ mm}^2$$

$$\text{Choix } 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98 \leq e \leq 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ Appui:

$$M_u^{\max}_{\text{appui}} = 0.5M^{\max} = 0.5 \times 76.6 = 38.3 \text{ kN.m}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{38.3 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 17} = 0.04$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.05$$

$$Z = 225(1 - 0.4 \times 0.05) = 220.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{38.3 \times 10^6}{220.5 \times 435} = 399.30 \text{ mm}^2$$

$$\text{Choix } 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.17 \leq e \leq 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Tableau III.4: Calcul du ferrailage

	M (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'	α	Z(mm)	A_{scal} (cm ²)	choix	A_r (cm ²)	St (cm)
T	65.11	0.07	Oui	0	0.09	216.9	7.92	7T12	5T10	20
A	38.3	0.04	Oui	0	0.05	220.5	4.71	6T10	3T8	25

• Vérification E.L.S

On prend

$$M_{ser}^{\max} = 55.59 \text{ kN.m}$$

• Travée : $M_{ser}^{\max}_{\text{travée}} = 0.85M_{ser}^{\max} = 0.85 \times 55.59 = 47.25 \text{ kN.m}$

• Appui: $M_{ser}^{\max}_{\text{appui}} = 0.5M_{ser}^{\max} = 0.5 \times 55.59 = 27.79 \text{ kN.m}$

➤ Vérification des contraintes:

Il faut vérifier les deux conditions:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_t$$

– Position de l'axe neutre:

$$b \cdot y \left(\frac{y}{2} \right) + n \cdot A_s' (y - d') - n \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 - 15(7.92)(22.5 - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 + 118.8y - 2673 = 0$$

$$\Delta = 548713.44$$

$$\sqrt{\Delta} = 740.75$$

$$y_1 = \frac{-118.8 - 740.75}{100} = -8.59 < 0$$

$$y_2 = \frac{-118.8 + 740.75}{100} = 6.21 \text{ cm}$$

On prend : $y = 6.21 \text{ cm}$

– Moment d'inertie

$$I = b \left(\frac{y^3}{3} \right) + n \cdot A_s' (y - d')^2 + n \cdot A_s (d - y)^2$$

$$I = 100 \left(\frac{6.21^3}{3} \right) + 15 \times 7.92 (22.5 - 6.21)^2 = 39508.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{47.25 \times 10^6}{39508.02 \times 10^4} \times 62.1 = 7.42 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

La fissuration étant peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau III.5: Vérification des contraintes du béton

	Mser(kN.m)	As(cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Condition
Travée	47.25	7.92	7.42	18	Vérifié
Appui	27.79	4.71	4.36	18	Vérifié

✓ Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 49.12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{49.12 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.218 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

⇒ 0,218 MPa < 4 MPa Condition vérifiée.

✓ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.043 < 0.062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0032 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_o} = 0.043 < \frac{M_t}{10 \cdot M_o} = 0.080 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tel que: $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5,00\text{m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L \leq 5,00\text{m}$$

Donc : $\bar{f} = 0,5 + \frac{578}{1000} = 1,078\text{cm}$

- Moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 \cdot A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05ft28}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02ft28}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Tableau III.6 : Calcul de la flèche

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
47.25	7.92	0,0035	265.15	6.85	2.74	0,312	142088 .33	49820.59	76602.43

• Calcul des modules de déformation :

$$Ei = 1100(fc28)^{1/3} = 34179.56 \text{ Mpa}$$

$$Ev = 3700(fc28)^{1/3} = 11496.76 \text{ Mpa}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$fi = \frac{Mser.L^2}{10Eilfi} = 9.27 \text{ mm}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$fv = \frac{Mser.L^2}{10Evlfv} = 17.92 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 8.65 \text{ mm} < \bar{f} = 10.78 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

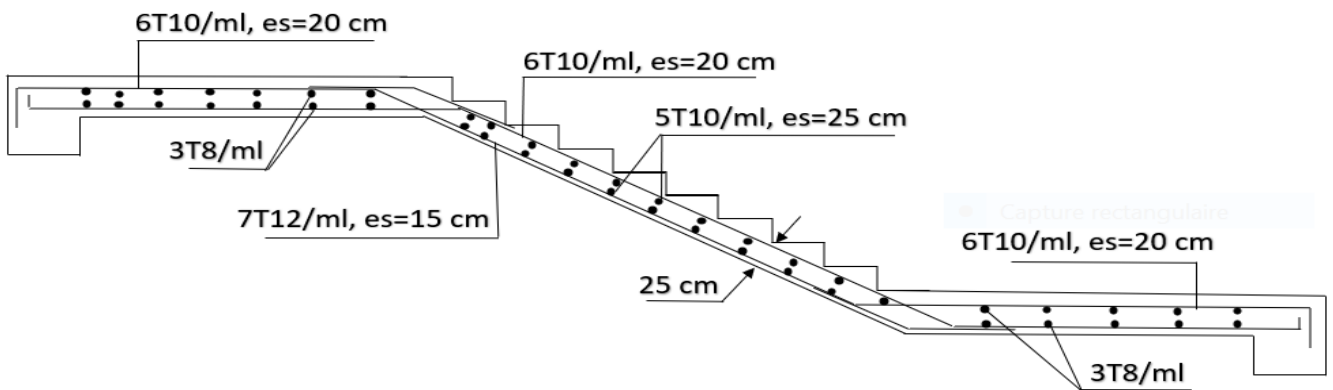


Figure III.11: Schéma de ferrailage de l'escalier

III .4. Balcon

III .4.1. Définition

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants sur la longueur de la façade, balcons superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

III .4.2. Ferrailage d'un balcon

Le bâtiment étudié comporte plusieurs types de balcon, et on a généralisée le calcul par balcon rectangulaire comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

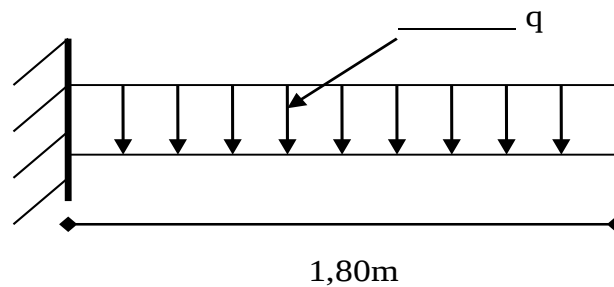


Figure III.12 : schéma statique de balcon.

III .4.3. Evaluation des charges

- Charge d'exploitation

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2$$

• Charge permanentes

Charge du balcon :

Tableau III.7 : Evaluation des charges de balcon.

Elément	Epaisseur(cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Masses surfacique (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Dalle pleine	1.5	25	3.75
Couche de sable	3	18	0.54
G = 5.36 kN/m²			

1- Charge concentrée du garde-corps :

Tableau III.8 : charges permanentes du panneau.

Poids du mur (brique e=10cm)	$9 \times 0.1 = 0.9$
Enduits de ciment (2×2cm)	$0.04 \times 18 = 0.72$
	p = 1.62 kN/m²

Pour une bande de 1m $\longrightarrow$ $P \times 1m = 1.62 \text{ kN/ml}$

III.4.4 Combinaison des charges

- Charge réparties G et Q :

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 5.36) + (1.5 \times 3.5) = 12.48 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 5.36 + 3.5 = 8.86 \text{ kN/ml}$

- Charge concentrée :

- ELU : $p_u = 1.35 p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

- ELS : $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

Tableau III.9 : combinaison des charges.

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
Q	12,48	8,86
P	2,18	1,62

a) Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

-Moment fléchissant $\rightarrow M_u = -\left(\frac{qL^2}{2} + F.L + \dots\right)$

-Effort tranchant $\rightarrow T_u = ql + F$

Tableau III.10 : combinaison des charges.

	ELU	ELS
M(kN.m)	23.48	17.26
T (kN)	22.46	15.94

III .4.5 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$;

$f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.11 : ferrailage de balcon.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	As' (cm²)	α	Z	As calculé (cm²)	Choix	As adopté (cm²)	Esp (cm)
23.48	0.075	Oui	0	0.097	129.76	4.16	4T14	6.16	20

✓ Vérification

• Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (3h ; 33\text{cm}) & \text{pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) & \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) \end{cases} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 1,54\text{cm} \leq A_r \leq 3,08\text{cm}$$

Le choix est de: **4T8** = 2,01cm² ; avec : St=15cm

• Condition de non fragilité :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_s \geq A_{s \min} \quad \text{avec ;} \quad A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau u \leq \bar{\tau u}$

$$\bar{\tau u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau u = \frac{\tau_{\max}}{bd} = \frac{22.46 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$0.16 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'E.L.S

• Vérification des contraintes du béton :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Tableau III.12 : tableau des données .

B(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	F _{c28}	F _e	F _{t28}	F _{bc}	n
100	15	13.5	1.5	30	500	2.4	17	15

Tableau III.13 : tableau des résultats

M _{ser}	A _s	A _{s'}	y	I	σ _{bc}	σ _{b̄c}	Condition
17.26	6.16	0	1,60	13220,30	2,09	18	vérifier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 17.26 \times (135 - 16) \times 10^6}{13220.3 \times 10^4} = 233.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0.5 f_e = e 110 \sqrt{\pi \times f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ Condition Vérifiée.

✓ Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.083 > 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2 A_s}{f_e b.d} = 0.0029 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le balcon sera ferrailé comme suit

- Armateurs principales: 4T14 (A = 6.16 cm²)
- Armateurs de répartition : 4T8 (A = 2.01 cm²)

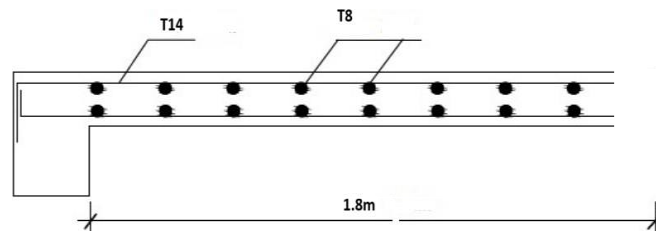


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de balcon

III .5.Les planchers

III .5.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

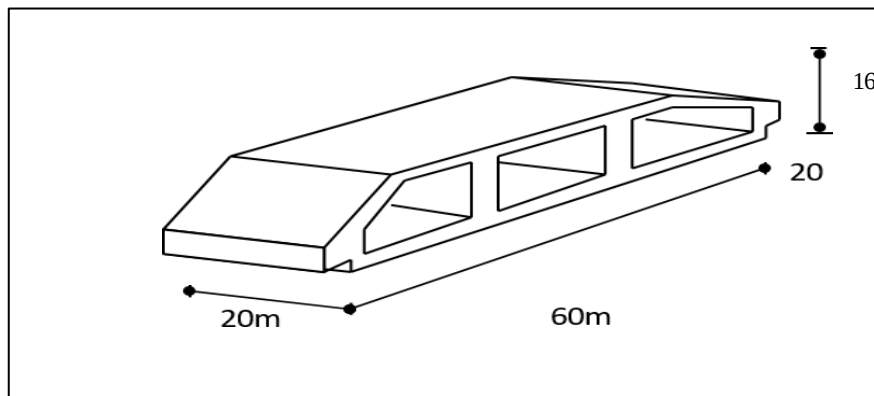
- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III .5.2. Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur (16+4) cm.

III .5.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (**poutrelles**) et d'éléments de remplissage (**corps creux**) de dimension (16x20x60) cm³ avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



FigureIII.14 : Schéma de Corps Creux.

a) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges Réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6). h = (8; 12) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L - b_0)/2 \\ b_1 \leq L_1/10 \\ b_1 \leq L_1/3 \end{cases}$$

$$b_1 \leq \frac{60-12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{520}{3} = 173,33 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; b_1 = 24 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

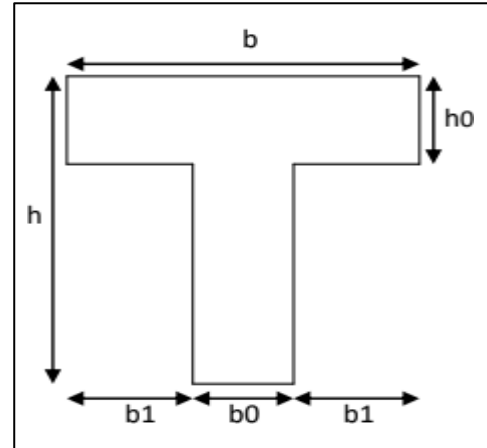


Figure III.15: Schéma poutrelles.

III .5.4. Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\text{-A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad p_u = 0,60 \times q_u$$

$$\text{-A l'ELS : } q_s = G + Q \quad p_s = 0,60 \times q_s$$

Tableau : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kN/m ²)	Pu (kN/ml)	qs (kN/m ²)	Ps (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6.64	1,00	10,46	6,27	7,64	4,58
Terasse accessible	6.12	1,5	10,51	6,3	7,62	4,57
Etage d'habitation	5.85	1,5	10,14	6,08	7,35	4,41
Usage commercial	5.85	5	15,39	9,23	10,85	6,51

III .5.5.Méthode de calcul

Il existe trois méthode de calcul en béton armé pour calculer les Moments : la Méthode **forfaitaire**, Méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM** ou bien en utilisant le logiciel **ETABS18** qui se base sur les Théorie des Eléments Finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées Comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Par le logiciel ETAPS 2018.

III .5.5.1 Les différents types de poutrelles

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 9 travées.

III .5.5.2 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

➤ 1ere étape de calcul :

- avant coulage :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{kN/m}^2$

• Évaluation des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $G = 0,60 \times 0,16 \times 14 = 1,344 \text{ kN/ml}$

$G = 1,46 \text{ kN/ml}$

2. Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,60 \rightarrow Q = 0,60 \text{ kN/ml}$

• Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,87 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,06 \text{ kN/ml}$

• Calcul des Moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,87 \times 5,2^2}{8} = 9,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,06 \times 5,2^2}{8} = 6,96 \text{ kN.m}$$

III .5.6 Ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'**E.L.U**

$M_u = 9,7 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ;

on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 2,93 > \mu_r = 0,371 \rightarrow A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires. Il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$L_{max} = 5,00 \text{ m}$.

$$M_u = \frac{2.87 \times 1^2}{8} = 0,358 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0.358 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 17} = 0.135 < \mu_r = 0.371 \quad ; \quad A_s' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.143 \\ Z = 33,94 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{0.358 \times 10^6}{33,94 \times 500} = 0.21 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2\text{HA}10 \quad ; \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ 2ème étape :

-Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té ».

III .5.7Évaluation des charges et surcharges

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

Charge permanentes $\rightarrow G = 6.64 \times 0.60 = 3,98 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$

- **Plancher terrasse (accessible)**

Charge permanentes $\rightarrow G = 6.12 \times 0.60 = 3.67 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN/ml}$

- **Plancher courant**

Charge permanentes $\rightarrow G = 5,85 \times 0.60 = 3,51 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 1.5 \times 0,60 = 0.9 \text{ kN/ml}$

- **Plancher courant (usage commercial)**

Charge permanentes $\rightarrow G = 5,85 \times 0.60 = 3,51 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation $\rightarrow Q = 5 \times 0,60 = 3 \text{ kN/ml}$

III .5.7.1 Combinaison des charges

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,27 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 4,58 \text{ kN/ml}$

- **Plancher terrasse (accessible)**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,3 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 4,67 \text{ kN/ml}$

- **Plancher courant**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,08 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 4,41 \text{ kN/ml}$

- **Plancher courant (usage commercial)**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,23 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 6,51 \text{ kN/ml}$

Conclusion : Le plancher courant à usage commercial est le plus sollicité.

Poutrelles à 9 travées

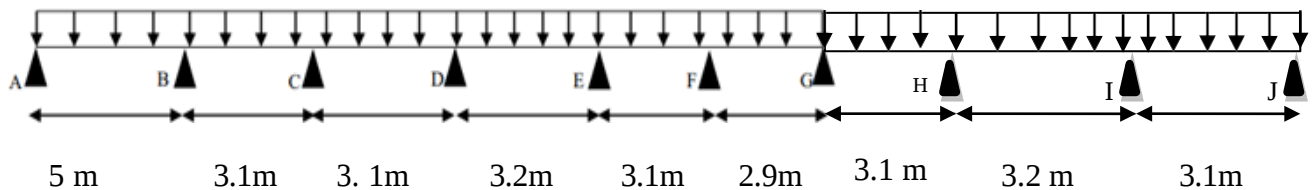


Figure III.16 : Schéma statique de la poutrelle à 9 travées.

III .5.8. Calcul des efforts internes

Choix de la Méthode de calcul : La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot .
- Méthode de trois moments

Vérification de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifier 99) :

- $Q \leq \min(2G, 5 \text{ kN/m})$
- $2G = 2 \times 4.21 = 8.42 \text{ kN/m}$. $Q = 3 \text{ kN/m}$.
- $Q < 5 \text{ kN/m}$condition vérifié .
- Fissuration est considérée comme non préjudiciable... ..Condition vérifié)
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes
- travées considérées..... Condition vérifiée.

Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

• $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$

$0.8 \leq L1/L2 = 5 / 3.1 = 1.61 > 1.25$ non Vérifiée.

$0.8 \leq L2/ L3 = 3.1/ 3.1 = 1 \leq 1.25$ Vérifiée.

$0.8 \leq L3/ L4 = 3.1/3.2 = 0.96 \leq 1.25$ Vérifiée.

$0.8 \leq L4 /L5 = 3.2/ 3.1 = 1.03 \leq 1.25$ vérifiée.

$0.8 \leq L5/ L6 = 3.1/ 2.9 = 1.06 \leq 1.25$ Vérifiée.

$0.8 \leq L6/ L7 = 2.9/ 3.1 = 0.93 \leq 1.25$ Vérifiée.

$0.8 \leq L7/ L8 = 3.1/ 3.2 = 0.96 \leq 1.25$ Vérifiée.

$0.8 \leq L8/ L9 = 3.2/3.1 = 1.03 \leq 1.25$ Vérifiée.

• Diagrammes des Moments

ELU :

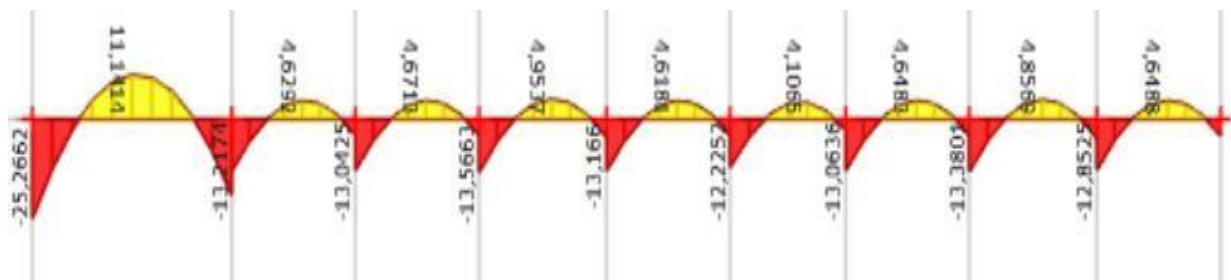


Figure III.17 : diagramme de moment fléchissant à ELU.

ELS :

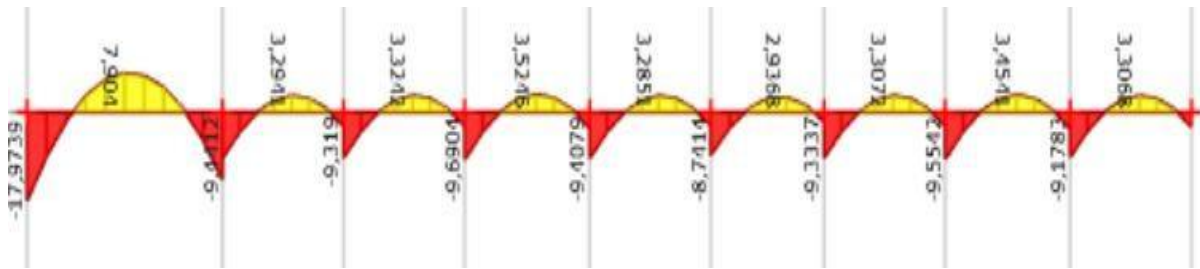


Figure III.18 : diagramme de moment fléchissant à ELS.

- Diagrammes des efforts tranchants

ELU :

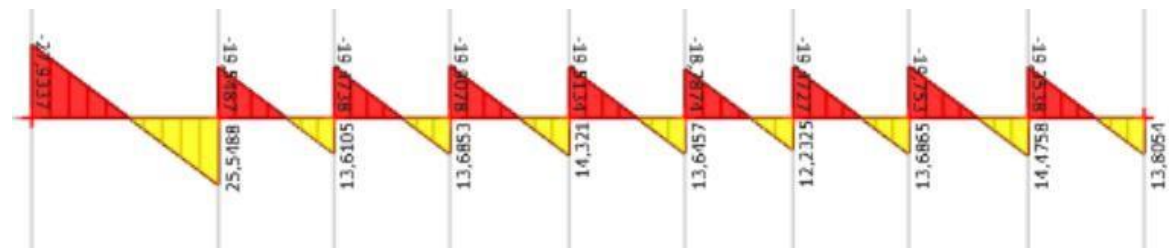


Figure III.19 : diagramme d'effort tranchant à ELU.

III .5.9. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres travées on les a généralisées par le même calcul. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- ELU :

$$M_{tu} \max = 11,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{au} \max = 25,26 \text{ kN.m}$$

- ELS :

$$M_{tser} \max = 7,9 \text{ kNm}$$

$$M_{aser} \max = 17,97 \text{ kNm}$$

✓ Ferrailage en travée

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$;

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65,28 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{tu \text{ max}} = 11,14 \text{ kN.m} < M_{tab} = 65,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{au \text{ max}} = 25,26 \text{ kN.m} < M_{tab} = 65,28 \text{ kN.m}$$

→ l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.15 : calcul de ferrailage.

	MU	μ	α	Z (mm)	As'	As (cm ²)	Le choix	As adopté (cm ²)
Travée	11,14	0,033	0,041	177,04	0	1,44	2HA12	2,26
Appuis	25,26	0,076	0,098	172,94	0	3,35	3HA14	4,62

✓ Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(4,62 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2) = 4,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14 $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

• Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_{u_{\max}} = 27,93 \text{ kN}$

On vérifie si : $\leq \tau$

$$\bar{\tau} = \min \{0,1f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b d} = \frac{27,93 \times 10^3}{600 \times 180} = \text{MPa} \leq 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$$

➤ Au voisinage des appuis

Appuis de rives

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: $T_u = 10,38 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} = \frac{27,93 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = \text{MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 10 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > \frac{T_u - \frac{M_{uq}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: $T_u = 25.79 \text{ kN}$ (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} = \frac{27,93 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = \text{MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 10 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > \frac{T_u - \frac{M_{uq}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

1- Vérifications à l'ELS

$$M_{t_{\text{ser}}} \text{ max} = 7,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} \text{ max} = 17,97 \text{ kN.m}$$

1-a Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

1-b Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

- Il faut vérifier les deux conditions :

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Tableau III.16 : contraintes du béton.

	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_s'	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
Travée	7,9	2,26	0	1,50	18	212,31	250	Vérifier
Appuis	17,97	4,62	0	2,44	18	244,76	250	Vérifier

✓ Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.04 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0042 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10.Mo} = 0.04 < \frac{Mt}{10.Mo} = 0.043 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Avec :

$h = 20\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $L = 5\text{m}$; $M_{tser} = 7,9\text{kN.m}$; $M_0 = 17,97 \text{ kN.m}$;
 $A_s = 4,62\text{cm}^2$; $F_e = 500 \text{ MPa}$.

Puisqu'une condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00\text{m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5,00\text{m}$

Donc : $\bar{f} = 0.5 + \frac{500}{1000} = 1\text{cm}$

Moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15.A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15.A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

• Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \text{ pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \text{ pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b.d} \text{ pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Tableau III.17: Calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
7,9	2,26	0,2	194,19	0,12	0,048	0,97	42169,6	41416,57	135658,01

- **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 1100(f_{c28})^{1/3} = 3417.956 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_f} = 0.265 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.543 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,27 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement:**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Haute adhérence de nuance **FeE500**

– Selon le C.B.A 93 :

$$\frac{At}{b \cdot St} \geq \frac{T_u - 0.3 f_{tj} K}{0.9 f_e} K = 1 \quad \text{ArtA 5.1.2.3}$$

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) \quad \text{ArtA 5.1.2.3}$$

$$\frac{At f_e}{b \cdot St} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}; 0.4MPa\right) \quad \text{ArtA 5.1.2.3}$$

$$\frac{At}{St} \geq 0.003 \cdot b_0$$

– RPA 99 version 2024

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{h}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min(0,6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

($f_e = 500 \text{ MPa}$).

– Selon le C.B.A 93 :

$$\frac{At}{St} \geq 0.004 \text{ cm}$$

$$St \leq 17.01 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{St} \geq 0.0108 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{St} \geq 0.0036 \text{ cm}$$

$$St \leq 5.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$St \leq 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

• Choix des armatures

$$A = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_l^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte: $At = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc:

$S_t = 5 \text{ cm}$ Zone courante

$S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

Schéma de ferrailage

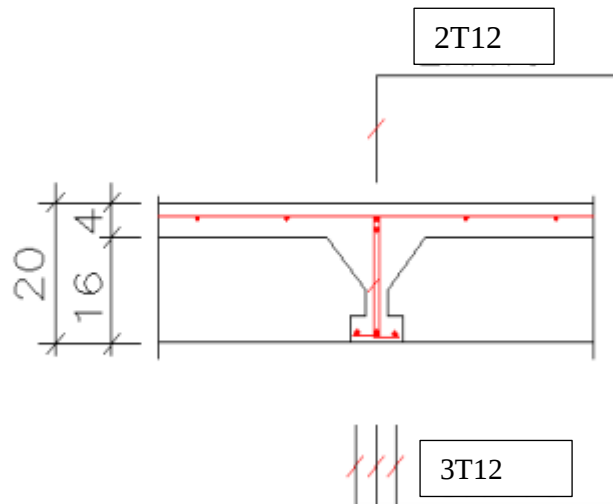


Figure III.20 : ferrailage des poutrelles

III .5.10 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

- L1 : Distance entre axes des poutrelles
- A1 : Armatures perpendiculaires (AP)
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$\begin{array}{lcl} 50 \leq L1 \leq 80\text{cm} & \left\{ \begin{array}{l} A1 = \frac{4 \times L1}{Fe} \\ L1 \leq 50\text{cm} \end{array} \right. & \begin{array}{l} \longrightarrow A2 = \frac{A1}{2} \\ \longrightarrow A1 = \frac{200}{Fe} \end{array} \end{array}$$

Fe = 500 MPa (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : L = 60 cm

On obtient $\rightarrow A1 = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_1}{4} < A_2 < \frac{A_1}{2} = 0.12 < A_2 < 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5HA6 = 1,41\text{cm}^2 \rightarrow St = 20\text{cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

- **Schéma ferrailage de la dalle de compression :**

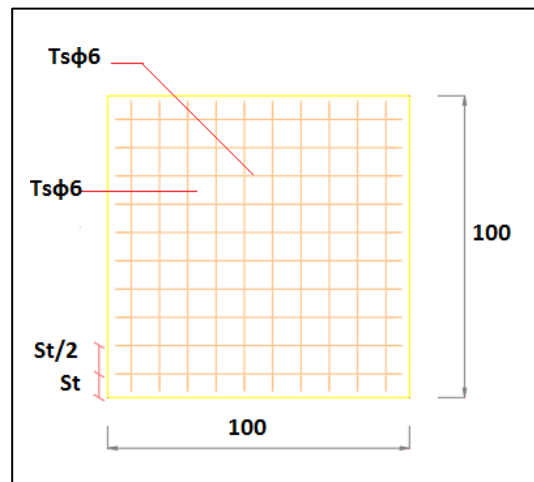


Figure III.21 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III .6 Conclusion :

Ce chapitre a permis de dimensionner le ferrailage des éléments secondaires et non structuraux (acrotère, balcons, escaliers, dalles) de notre bâtiment. Leurs calculs, basés sur le BAEL 91 et le RPA 2024, garantissent leur sécurité, fonctionnalité et conformité normative, bien qu'ils n'aient pas de rôle porteur principal.

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

IV.1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA2024.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS V 18.1.1 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

VI.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

VI.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA2024 avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 3 t/m³.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA2024) le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour mener une analyse dynamique, il est impératif de commencer par élaborer un modèle de calcul représentant la structure concernée. Ce modèle est ensuite intégré dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'activité sismique.

IV.3 .1 Méthode statique équivalente

IV.3.1.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.3.1.2 Conditions d'application

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I , II et III) et à 32m en zones (IV,V et VI).
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires indiquées au tableau :

Tableaux VI.1: conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone VI de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 17 m

IV.3 .2 La méthode modale spectrale

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

IV.3 .2 Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes:

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit entretenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites 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:

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec } \dots \dots (4 - 10) \quad (1)$$

Où N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

IV.3.3 Analyse spectrale

IV.3.3.1 Spectre de réponse horizontal

Pour éviter une analyse des structures non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, Q_f . L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur.

R : coefficient de comportement de la structure.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.18) de **RPA 2024** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **$R=4,5$** (Système de contreventement constitué par des voiles)

Q_f =facteur de qualité (cf .3.8).

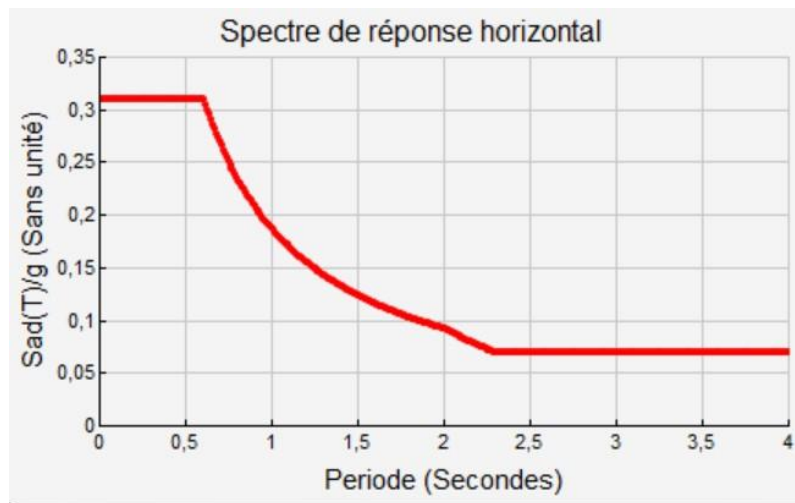
$$Q_F = 1 + \sum P_q$$

Tableaux VI.2 : valeurs des pondération pq

a	1	Régularité en plan	0,00
	2	Régularité en élévation	0,00
	3	Conditions minimales sur le nombre étage	0,00
	4	Conditions minimales sur les travées	0,00
b	1	Régularité en plan	0,00
	2	Régularité en élévation	0,20
	3	Redondance en plan	0,00

$Q_f=1,2$

- **Représentation graphique du spectre de réponse**



FigureIV.1: représentation graphique Spectre de réponse.

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les " **RPA24 version 2024** " est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport: $\frac{0,8V}{V_t}$

IV.3.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

IV.3.4.1 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

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

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: ordonnée du spectre de calcul
- T_0 : période fondamentale de vibration du bâtiments, pour le mouvement de translation dans la direction considérée
- λ : coefficient de correction
- $\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{Si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, & \text{autrement.} \end{cases}$

W : poids sismique totale du bâtiment.

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \mathbf{0,144}$$

$$\Lambda = 1$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W = 132824,9429 \text{ KN}$$

Ou :

$$W = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au tableau selon le RPA 2024 (4.2).

D'après le tableau on a choisi le cas 1 : bâtiments habitation, bureaux ou assimilés.

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

Donc : $\Psi = 0.30$.

D'après le RPA 99 version 2024, on a :

- Groupe d'usage : groupe 2.
- zone sismique : **VI** $\longrightarrow$ **A=0.30**.
- Coefficient d'importance **I** : **I=1.2**
- catégorie S3 $\longrightarrow$ meuble.

Spectre type 1 (zones **VI**) $\left\{ \begin{array}{l} s = 1.30 \\ T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.60 s \\ T_3 = 2s \end{array} \right.$

IV.3.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA2024** sont :

$$T = (C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}})$$

$$C_T = 0.05$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **4.3 (R.P.A2024)**.

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

$$h_N = 54,06 \text{ m}$$

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)). La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à ($1.3T_{\text{empirique}}$). Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

$$1,3T_{\text{empirique}} = 1,296 \text{ s.}$$

IV.3.5.1 Vérification de la période numérique de la structure ($T_{\text{numérique}}$):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur Logiciel), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}).

$$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{exp}}$$

$T_{\text{numérique}} = 1,373 \text{ s} \leq T_{\text{exp}} = 1,296 \text{ s}$. **La période n'est pas vérifiée.**

IV.3.6 Généralité sur le logiciel ETABS-18

ETABS 2018 (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel développé par **CSI (Computers and Structures, Inc.)** spécialement conçu pour l'analyse et la conception de structures de bâtiments. Il est particulièrement utilisé par les ingénieurs civils et les bureaux d'études pour modéliser des bâtiments de tout type, qu'il s'agisse de structures simples ou de gratte-ciel complexes.

- **Type de logiciel** : Logiciel de calcul et de conception structurelle.
- **Développeur** : Computers and Structures, Inc. (CSI).
- **Version** : ETABS 2018 fait partie d'une série de versions mises à jour régulièrement (versions antérieures : ETABS 2016, ETABS 2013...).
- **Utilisation principale** : Modélisation 3D, analyse statique et dynamique, et dimensionnement des structures de bâtiments en béton armé, acier, bois, etc.
- **Interface graphique conviviale** : Permet la modélisation directe en 3D avec des plans, des élévations et une visualisation en temps réel.
- **Intégration BIM** : Compatible avec Revit, AutoCAD et d'autres outils BIM via l'import/export de fichiers IFC ou DXF.

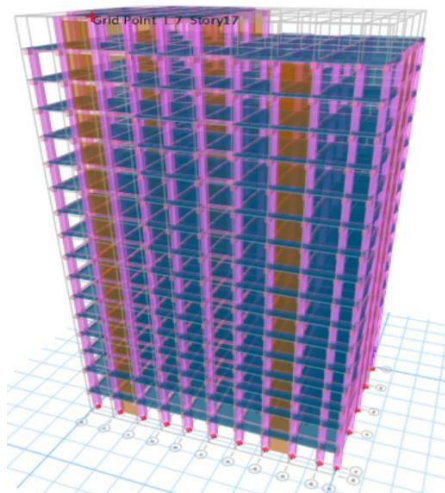
IV.3.6 Fonctionnalités clés d'ETABS 2018

- Modélisation rapide avec des outils spécifiques aux structures de bâtiment (dalles, poteaux, poutres, voiles).
- Analyse modale, spectrale, et dynamique (réponse au séisme).

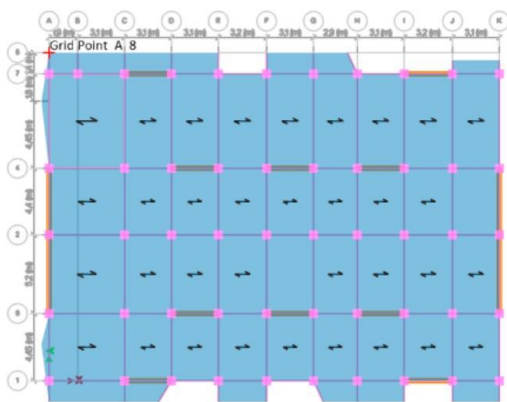
Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

- Génération automatique des charges de vent et de séisme selon les normes.
- Vérification et dimensionnement automatique selon les codes de construction.
- Génération de rapports, de plans et de dessins détaillés.
- Possibilité de modéliser des structures irrégulières et complexes.

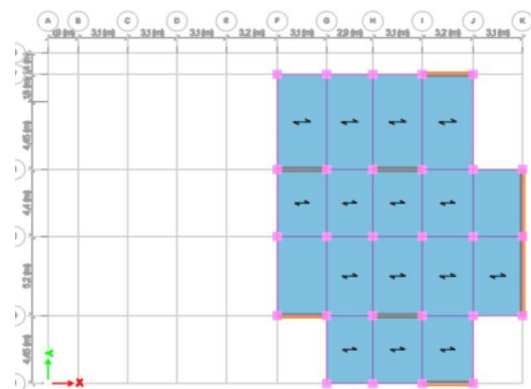
Modèle finale



Vue en 3d



Vue en plan de l'étage courant



vue en plan du plancher terrasse

IV.3.7 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

- L'analyse dynamique de la structure à conduit à :
- Une période fondamentale : $T = 1,373\text{sec}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 ème mode

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle finale :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,373	0,6913	1,38E-06	0,6913	1,38E-06
2	1,037	0	0,6818	0,6913	0,6818
3	0,866	0,0044	0,0003	0,6957	0,6821
4	0,374	0,1519	7,48E-07	0,8477	0,6821
5	0,268	1,56E-05	0,1799	0,8477	0,862
6	0,219	0,001	0,0018	0,8487	0,8637
7	0,17	0,063	1,47E-06	0,9116	0,8637
8	0,122	1,13E-05	0,0659	0,9117	0,9296
9	0,099	0,0167	0,0004	0,9284	0,93
10	0,099	0,0163	0,0006	0,9447	0,9306
11	0,074	3,60E-06	0,0297	0,9447	0,9603
12	0,066	0,0186	2,38E-06	0,9633	0,9603

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{15} = 11.61 \approx \mathbf{12 \text{ mode}}$$

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

a).Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédents calculs nous avons pris $R=4,5$ donc selon le RPA2024 (Art3.5) il faut justifier que :

- Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Pour ce système de contreventement, il n'y a pas de limitation, en hauteur des bâtiments.

b). Justification du coefficient R

Tableaux IV.4: Justification des voiles sous charge verticale.

	Charge de la structure	Charge des voiles	Pourcentage
Ex	15 349,99	13866,22	90,33%
Ey	17 967,99	16972,99	90,08%

Nous remarquons que les voiles reprennent plus que 65 % des sollicitations dues aux charges verticales alors nous avons un système de contreventement avec des voiles porteurs (vérifier).

c). Efforts tranchants à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dx} et V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , l'article ((4-3-5)RPA2024).

Si ($V \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport $\left(\frac{0.8V}{V_t}\right)$.

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	14413,1338	15349,88	Non vérifiée
Sens Y-Y	18221,3021	15349,88	vérifiée

– Dans le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.065.

- On obtient les résultats suivant après la majoration :

Tableau IV.6: Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	15349,9941	15349,88	Vérifiée
Sens Y-Y	18221,3021	15349,88	Vérifiée

d). Vérification du déplacement inter-étage :

Selon l'article 4.5.2 du RPA99 version 2024 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta k = \frac{R}{Q_F} \times \delta e_k$

Q_F : Coefficient de qualité ($Q_F = 1.2$).

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure (**R = 4.5**).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Ce déplacement (ΔK) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Selon x-x

Tableau IV.7: Vérification des déplacements selon x-x.

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
Etage16	0,112129	0,42048	0,40326	0,01722	3,06	Vérifié
Etage15	0,107536	0,40326	0,37959	0,02367	3,06	Vérifié
Etage14	0,101223	0,37959	0,35483	0,02475	3,06	Vérifié
Etage13	0,094622	0,35483	0,32885	0,02598	3,06	Vérifié
Etage12	0,087694	0,32885	0,30161	0,02724	3,06	Vérifié
Etage11	0,08043	0,30161	0,27338	0,02823	3,06	Vérifié
Etage10	0,072902	0,27338	0,24432	0,02907	3,06	Vérifié
Etage09	0,065151	0,24432	0,21465	0,02967	3,06	Vérifié
Etage08	0,05724	0,21465	0,18484	0,02981	3,06	Vérifié
Etage07	0,04929	0,18484	0,15518	0,02966	3,06	Vérifié
Etage06	0,041382	0,15518	0,12616	0,02902	3,06	Vérifié
Etage05	0,033643	0,12616	0,09839	0,02778	3,06	Vérifié
Etage04	0,026236	0,09839	0,07235	0,02603	3,06	Vérifié
Etage03	0,019294	0,07235	0,04889	0,02346	3,06	Vérifié
Etage02	0,013037	0,04889	0,02884	0,02005	3,06	Vérifié
Etage01	0,007691	0,02884	0,00000	0,02884	4,08	Vérifié
RDC	0	-	0,00000	-	4,08	Vérifié

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

Selon y-y

Tableau IV.8: Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Observation
-17-Etage16	0,08136	0,30510	0,29739	0,00771	3,06	Vérifié
-16-Etage15	0,079305	0,29739	0,27715	0,02024	3,06	Vérifié
-15-Etage14	0,073907	0,27715	0,25633	0,02082	3,06	Vérifié
-14-Etage13	0,068354	0,25633	0,23500	0,02133	3,06	Vérifié
-13-Etage12	0,062667	0,23500	0,21323	0,02177	3,06	Vérifié
-12-Etage11	0,056862	0,21323	0,19129	0,02194	3,06	Vérifié
-11-Etage10	0,051011	0,19129	0,16922	0,02208	3,06	Vérifié
-10-Etage09	0,045124	0,16922	0,14721	0,02200	3,06	Vérifié
-09-Etage08	0,039257	0,14721	0,12566	0,02156	3,06	Vérifié
-08-Etage07	0,033509	0,12566	0,10466	0,02100	3,06	Vérifié
-07-Etage06	0,02791	0,10466	0,08454	0,02012	3,06	Vérifié
-06-Etage05	0,022544	0,08454	0,06571	0,01883	3,06	Vérifié
-05-Etage04	0,017522	0,06571	0,04836	0,01735	3,06	Vérifié
-04-Etage03	0,012895	0,04836	0,03281	0,01555	3,06	Vérifié
-03-Etage02	0,008749	0,03281	0,01982	0,01299	3,06	Vérifié
-02-Etage01	0,005284	0,01982	0,00667	0,01315	4,08	Vérifié
-01-RDC	0,001778	0,00667	0,00000	0,00667	4,08	Vérifié

e). Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{RPA2024}$$

Avec :

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \Psi W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

Sens x-x

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.

Niveaux	h_k (m)	P_k (kn)	V_k (kn)	Δk (m)-x	θ	Observation
-17- Etage16	3,06	3644,9181	1249,087	0,01722	0,01642	Condition vérifiée
-16- Etage15	3,06	11375,0071	3447,4926	0,02367	0,02553	Condition vérifiée
-15- Etage14	3,06	18949,7976	5149,6683	0,02475	0,02977	Condition vérifiée
-14- Etage13	3,06	26524,588	6462,6282	0,02598	0,03485	Condition vérifiée
-13- Etage12	3,06	34099,3785	7512,1135	0,02724	0,04041	Condition vérifiée
-12- Etage11	3,06	41819,8827	8381,4014	0,02823	0,04603	Condition vérifiée
-11- Etage10	3,06	49540,3868	9140,4104	0,02907	0,05148	Condition vérifiée
-10- Etage09	3,06	57260,891	9844,2043	0,02967	0,05639	Condition vérifiée
-09- Etage08	3,06	65146,6165	10532,9222	0,02981	0,06026	Condition vérifiée
-08- Etage07	3,06	73032,3419	11225,1558	0,02966	0,06305	Condition vérifiée
-07- Etage06	3,06	80918,0674	11929,0716	0,02902	0,06433	Condition vérifiée
-06- Etage05	3,06	88988,5216	12646,8341	0,02778	0,06387	Condition vérifiée
-05- Etage04	3,06	97058,9757	13347,5741	0,02603	0,06186	Condition vérifiée
-04- Etage03	3,06	105129,4299	13994,0106	0,02346	0,05760	Condition vérifiée
-03- Etage02	3,06	113382,4866	14573,2743	0,02005	0,05097	Condition vérifiée
-02- Etage01	4,08	123103,7174	15108,7947	0,02884	0,05760	Condition vérifiée
-01-RDC	4,08	132824,9429	15349,9941	0,00000	0,00000	Condition vérifiée

Sens-y-y

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveaux	hk (m)	Pk (kn)	Vk (kn)	Δk (m)-x	θ	Observation
-17-Etage16	3,06	3644,9181	1281,9587	0,00771	0,00716	Condition vérifiée
-16-Etage15	3,06	11375,0071	3762,5073	0,02024	0,02000	Condition vérifiée
-15-Etage14	3,06	18949,7976	5814,6548	0,02082	0,02218	Condition vérifiée
-14-Etage13	3,06	26524,588	7463,3978	0,02133	0,02477	Condition vérifiée
-13-Etage12	3,06	34099,3785	8823,1951	0,02177	0,02749	Condition vérifiée
-12-Etage11	3,06	41819,8827	9996,8569	0,02194	0,03000	Condition vérifiée
-11-Etage10	3,06	49540,3868	11044,6266	0,02208	0,03236	Condition vérifiée
-10-Etage09	3,06	57260,891	11993,5516	0,02200	0,03433	Condition vérifiée
-09-Etage08	3,06	65146,6165	12888,7433	0,02156	0,03560	Condition vérifiée
-08-Etage07	3,06	73032,3419	13759,5841	0,02100	0,03642	Condition vérifiée
-07-Etage06	3,06	80918,0674	14597,91	0,02012	0,03645	Condition vérifiée
-06-Etage05	3,06	88988,5216	15396,9545	0,01883	0,03557	Condition vérifiée
-05-Etage04	3,06	97058,9757	16145,5553	0,01735	0,03409	Condition vérifiée
-04-Etage03	3,06	105129,4299	16825,5457	0,01555	0,03175	Condition vérifiée
-03-Etage02	3,06	113382,4866	17423,2514	0,01299	0,02763	Condition vérifiée
-02-Etage01	4,08	123103,7174	17963,8118	0,01315	0,02208	Condition vérifiée
-01-RDC	4,08	132824,9429	18221,3021	0,00667	0,01191	Condition vérifiée

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone

f). L'effort normal réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Br * Fc28} \leq 0,35$$

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	Nd	Section	B	V	OBS
Sous sol ,Rdc , 1 ^{er} étage	-3724,08	60*60	3600	0,34	vérifiée
2,3,4 éme étage	-3017,15	55*55	3025	0,33	vérifiée
5,6,7 éme étage	-2284,96	50*50	2500	0,3	vérifiée
8,9,10 éme étage	-1527,23	45*45	2025	0,25	vérifiée
11,12,13,14,15 éme étage	-816	40*40	1600	0,17	vérifiée

IV.3.8. Conclusion

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, cette dernière était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais, La disposition des voiles nous a donné des résultats acceptables vis-à-vis des exigences imposées par RPA2024. Toutes les conditions exigées par RPA2024 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement. Les voiles reprennent plus de 65% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R=4.5**), est justifié.

La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de périodes, déplacements et efforts.

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer le ferraillage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis les différentes sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99version 2024**. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux ;
- Poutres ;
- Voiles.

V.2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	Fc28(MPa)	σ_{bc}	γ_s	Fe(MPa)	σ_s
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.1 Combinaison d'Action :

En fonction de type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon C.B.A 93 :**

$$\text{Situation durable : E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : } 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

- **Selon RPA 2024 :**

$$\text{Accidentelle :} \left\{ \begin{array}{l} G+0.3Q+Ex+0.3Ey \\ G+0.3Q+0.3Ex+Ey \end{array} \right.$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

Recommandation selon RPA99 version 2024 :

D'après les **RPA99 version 2024**, pour une zone sismique VI , les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$\begin{array}{ll} - 1 \% < \frac{A_s}{B} < 4 \% & \text{Zone courante (Z.C)} \\ - 1 \% < \frac{A_s}{B} < 8 \% & \text{Zone de recouvrement (Z.R)} \end{array}$$

Avec :

As : La section d'acier.

B : Section du béton (cm²).

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de 60Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2 Méthode de calcul

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de EXPERTpour le ferraillage des sections.

- **Situation durable :**

Combinaison $\rightarrow 1,35G + 1,5Q$

Tableau V.2:Ferraillages des poteaux carrés situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).

➤ ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	-851,4191	19,2655	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-1512,39	11,5188	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-2217,20	12,4196	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-2973,30	11,5209	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	-4100,31	-19,0548	4,8	36

Tableau V.3: Ferraillages des poteaux carrés situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).

➤ ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	45,59	-166,82	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	38,88	-813,22	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	42,14	-1342,06	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	45,60	-1621,79	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	73,16	-2824,15	4,8	36

Tableau V.4:Ferraillages des poteaux carrés situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).

➤ ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	-71,98	-13,24	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-424,94	-8,602	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-718,4365	-5,94	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-1160,41	-5,9729	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	-1400,046	-7,0198	4,8	36

- Situation accidentelle :

Combinaison $\rightarrow G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

Tableau V.5:Ferrillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

➤ ($N^{\max}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	- 745,0528	-119,43	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-1403,74	-144,14	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-2143,44	-155,50	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-2926,58	-148,27	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er}) ; 2 ^{ème}	60X60	-3763,43	-134,891	4,8	36

Tableau V.6:Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr})

➤ ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	-239,62	-115,152	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-299,74	-622,56	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-343,76	-867,23	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-349,655	-1351,9529	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	-312,99	-1941,60	4,8	36

Tableau V.7:Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

➤ ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	17,0523	56,6604	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	270,84	270,8403	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-88,44	213,059	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	29,1857	173,401	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	102,896	89,2802	4,8	36

Combinaison → $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$

Tableau V.8:Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr})

➤ ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	-792,43	-73,28	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	- 1347,63	-87,77	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	- 1945,05	-86,14	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	- 2571,97	-78,70	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	- 3218,31	-150,24	4,8	36

Tableau V.9:Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

➤ ($N^{\min}$, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$N^{\min}$ (KN)	M^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	46,6917	111,5039	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	199,65	140,3157	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	474,66	151,01	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	826,14	127,72	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	1012,82	57,09	4,8	36

Tableau V.10 :Ferraillages des poteaux carrés situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr})

➤ ($M^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	$M^{\max}$ (KN)	N^{corr} (kN.m)	As /face (cm ²)	As min (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	352,5478	-57,0374	3,2	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	442,1791	-205,1271	3,6	20.25
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	505,4056	-292,9582	4	25
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	496,2624	-389,7346	4,4	30.25
Sous-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	413,7724	-548,89	4,8	36

V.2.3 Choix des armatures :

Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z.C)	As ^{max} (Z.R)	Choix (cm ²)	As adopté (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	3,2	16	64	128	8HA16	16.08
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	3,6	20.25	81	162	4HA16+ 4HA20	20.61
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	4	25	100	200	8HA20	25.13
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	4,4	30.25	125	242	4HA20+ 4HA25	32.21
Sous-sol ; RDC ; 1er ; 2 ^{ème}	60X60	4,8	36	144	288	12HA20	37.7

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{se}, N^{ser}) (annexe, Organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par:

➤ **Béton** : on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ **Acier** : on doit vérifier que

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_{e} ; \text{Max}(0,5 f_{e} = e 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) = 250 \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12:Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).

- (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	N ^{max} (kN.m)	M ^{corr} (kN)	A _S _{adop} té (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(12 ;13 ;14;15;17) ^{ème}	40X40	- 1266,57	18,65	16.08	77,9	250	4,97	18	OK
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	- 2170,75	10,09	20.61	118,2	250	7,79	18	OK
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	- 3239,41	8,10	25.13	146,4	250	9,71	18	OK
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	- 4422,04	-19,31	32.21	161	250	10,7	18	OK
Sous-sol,RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}	60X60	- 6125,58	-23,83	37.7	189,3	250	12,5	18	OK

Tableau V.13: Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

• (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	M^{max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	$A_{sadopté}$ (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(12 ;13 ;14;15;17) ^{ème}	40X40	-96,63	-281,05	16.08	59.1	250	5.7	18	OK
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-95,24	-1322,1	20.61	67.5	250	4.9	18	OK
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-89,96	-2194	25.13	82.6	250	5.9	18	OK
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-73,55	-3169,6	32.21	95.7	250	6.7	18	OK
Sous-sol,RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}	60X60	102,79	-4262,6	37.7	124.1	250	8.6	18	OK

Tableau V.14 :Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr}).

• (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr}) :

Niveau	Section (cm ²)	N ^{min} (kN.m)	M ^{corr} (kN)	A _{Sadopté} (cm ²)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	vérifié
(12 ;13 ;14;15;17) ^{ème}	40X40	-78,86	21,76	16.08	11.9	250	1.2	18	ok
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	-616,46	29,05	20.61	29.7	250	2	18	OK
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	-1058,9	25,71	25.13	43.9	250	3	18	OK
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	-1544	20,91	32.21	57.3	250	3.9	18	OK
Sous-sol,RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}	60X60	-2051,2	21,44	37.7	67.4	250	4.5	18	OK

V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de Cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Où

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$) .

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\overline{\tau_u}$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\overline{\tau_u} = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver2024 :

$\overline{\tau_u} = \rho_d.f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{a}$

λ : L'élancement géométrique du poteau

L_f : Longueur du flambement du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	τ_u MPa	τ_u MPa	λg	ρd	τ_u^{RPA} MPa	τ_u^{BAEL} MPa	Vérifié
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) éme	40X40	149.90	1.04	3.57	0.04	1.2	3	Cv
(9 ;10 ;11) éme	45X45	172.24	0.94	3.29	0.04	1.2	3	Cv
(6 ;7 ;8) éme	50X50	197.19	0.87	3.06	0.04	1.2	3	Cv
(3 ;4 ;5) éme	55X55	194.40	0.71	2.85	0.04	1.2	3	Cv
Sous-sol ; RDC ;1 ^{er} ;2 ^{éme}	60x60	146.55	0.45	3.57	0.04	1.2	3	Cv

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles des **RPA99 version 2024**, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St < \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_t \right) \\ \frac{A_t f_e}{b St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

Øt : Diamètre des armatures transversales.

Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon les RPA version 2024:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a = 2,5..... si λ_g ≥ 5

ρ_a = 3,75..... si λ_g < 5

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

S_t ≤ min ($\frac{b_0}{3}$, 10cm, 6Øl).....Zone nodale (zone VI).

S_t < min ($\frac{b_c}{2}$, $\frac{h_c}{2}$, 10Øl)..... Zone courante (zone VI).

Ø_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \cdot b_c}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes

Si : 3 < λ_g < 5

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{h_c}$ ou $\frac{l_f}{b_c}$)

h_c, b_c : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

Niveau	Section	Barres	$\varnothing$ (mm)	ST	
				Zone nodale	Zone courante
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	8HA16	16	10	16
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	4HA16+ 4HA20	20 et 16	10	16
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	8HA20	20	10	20
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	4HA20+ 4HA25	20et25	10	20
Sous-sol ;RDC ;1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60X60	12HA20	20	10	20

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ^{ème}	40X40	2.14	3.57	3.75	149.90	N	10	2.81	8HA10	6.28
						C	16	4.49	8HA10	6.28
(9 ;10 ;11) ^{ème}	45X45	2.14	3.29	3.75	172.24	N	10	2.87	8HA10	6.28
						C	16	4.59	8HA10	6.28
(6 ;7 ;8) ^{ème}	50X50	2.14	3.06	3.75	197.19	N	10	2.95	8HA10	6.28
						C	20	5.91	8HA10	6.28
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	2.14	2.85	3.75	194.40	N	10	2.65	8HA10	6.28
						C	20	5.30	8HA10	6.28
Sous-sol ;RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}	60X60	2.85	3.57	3.75	146.55	N	10	1.83	8HA10	6.28
						C	20	3.66	8HA10	6.28

Longueur de recouvrement

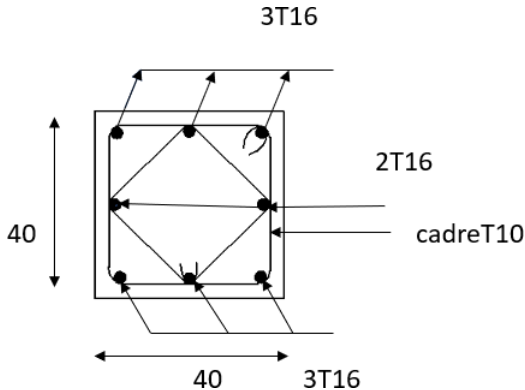
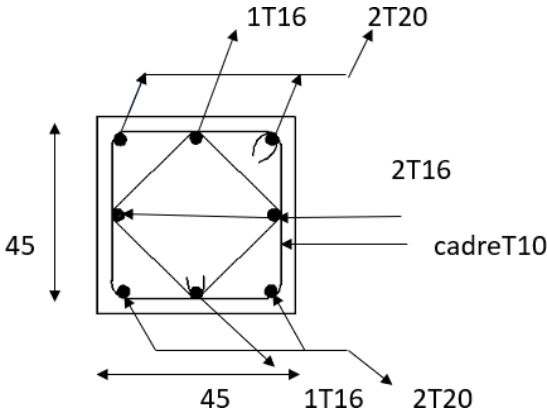
La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=60Øl en zone VI.

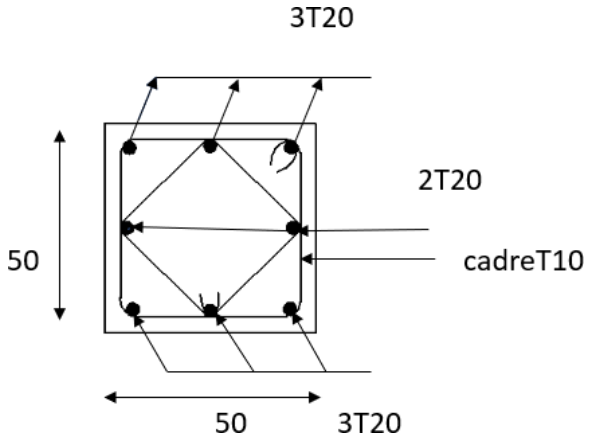
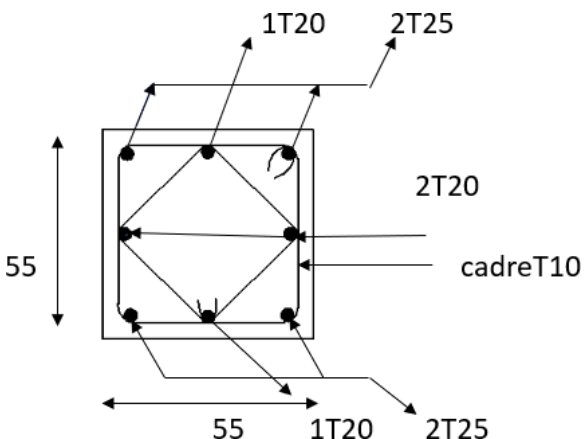
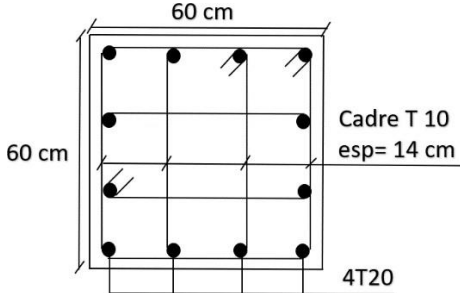
- Ø = 25mmL_r= 150cm
- Ø = 20mmL_r= 120cm
- Ø = 16mmL_r= 96cm
- Ø = 14mmL_r= 84cm

- $\varnothing = 12\text{mm}$ $L_r = 72\text{cm}$

V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.18 : schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage
(12 ;13 ;14 ;15 ;17) ème	40X40	 3T16 2T16 cadreT10 40 40 3T16
(9 ;10 ;11)-ème	45X45	 1T16 2T20 2T16 cadreT10 45 45 1T16 2T20

(6;7 ;8) ^{ème}	50X50	
(3 ;4 ;5) ^{ème}	55X55	
Sous-sol ;RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème}	60X60	

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

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.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

- **ELU:** $1,35G+1,5Q$
- **ELS:** $G+Q$

- **Selon RPA 2024 :**

- Situation accidentelle :

- **$G+0.3Q+Ex+0.3Ey$**
- **$G+0.3Q+0.3Ex+Ey$**

V.3.2 Recommandation selon RPA99 version 2024:

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- b) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- c) La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$ en zone .
- d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale)
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens porteur 45×35

a) Situation durable : 1.35 G + 1.5 Q

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etagede commerce	50×45	Travée	99,78	5,27	0
		Appui	-150,24	8,09	0
Etagecourant	50×45	Travée	82,79	4,35	0
		Appui	-178,39	9,71	0
Terrasse	50×45	Travée	64,414	3,36	0
		Appui	-108,49	5,75	0

b) Situation accidentelle : $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

Tableau V.20: Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etagé de commerce	50×45	Travée	77,76	3,53	0
		Appui	-185,7	8,67	0
Etagé courant	50×45	Travée	148,18	6,85	0
		Appui	-273,76	13,13	0
Terrasse	50×45	Travée	81,09	3,68	0
		Appui	-174,8	8,14	0

a) Situation accidentelle : $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$

b) TableauV.21: Ferraillage des poutres porteuses(situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etagé de commerce	50×45	Travée	131,11	6,03	0
		Appui	-227,42	10,75	0
Etagé courant	50×45	Travée	239,54	11,37	0
		Appui	-364,21	17,99	0
Terrasse	50×45	Travée	138,04	6,36	0
		Appui	-245,50	11,67	0

Sens non porteur 35×30:

a) Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$

TableauV.22: Ferraillage des poutres non porteuses(situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage de commerce	35×30	Travée	27,09	2,03	0
		Appui	-40	3,04	0
Etage courant	35×30	Travée	68,45	5,39	0
		Appui	-88,11	7,12	0
Terrasse	35×30	Travée	56,92	4,42	0
		Appui	-75,86	6,03	0

TableauV.23 :Ferraillage des poutres non porteuses(situation accidentelle).

b) Situation accidentelle : **G+0.3Q+Ex+0.3Ey**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{ma} x(kN. m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage de commerce	35×30	Travée	124,31	8.82	0
		Appui	-128,39	9.15	0
Etage courant	35×30	Travée	238,07	19.78	0
		Appui	-251,98	21.52	0
Terrasse	35×30	Travée	177,12	13.38	0
		Appui	-202,27	15.83	0

Tableau V.24: Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

c) Situation accidentelle : $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Etage de commerce	35×30	Travée	80,45	5,46	0
		Appui	-83,67	5,70	0
Etage courant	35×30	Travée	163,48	12,14	0
		Appui	-173,10	13,01	0
Terrasse	35×30	Travée	126,74	9,02	0
		Appui	-145,54	10,57	0

V.3.4 Choix d'armature :

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS(ZC) (cm ²)	AS(ZR) (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	AS ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	50×45	Travée	131,11	90	135	11.25	6,03	8HA14	12.32
		Appui	-227,42				10,75	8HA14	12.32
Etage courant	50×45	Travée	239,54	90	135	11.25	11,37	8HA14	12.32
		Appui	-364,21				17,99	4HA20+ 4HA16	20.61
Terrasse	50×45	Travée	138,04	90	135	11.25	6,36	8HA14	12.32
		Appui	-245,50				11,67	8HA14	12.32

TableauV.26:Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	AS(ZC) (cm ²)	AS(ZR) (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
Etagede commerce	35×30	Travée	124,31	42	63	5.25	8.82	6HA14	9.24
		Appui	-128,39				9.15	6HA14	9.24
Etage courant	35×30	Travée	238,07	42	63	5.25	19.78	4HA20+ 4HA16	20.61
		Appui	-251,98				21.52	6HA20+ 2HA16	22.87
Terrasse	35×30	Travée	177,12	42	63	5.25	13.38	4HA16+ 4HA14	14.20
		Appui	-202,27				15.83	8HA16	16.08

V.3.5 Conditions de non fragilité :

$$As \geq As^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,4$; $f_e = 500$ MPa

Tableau V.27 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisie (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (50×45)	12.32	2.23	Cv
PS (35 ×30)	9.24	1.04	Cv

V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{ct28} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée préjudiciable :

a) Sens porteur

Tableau V.28 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	50×45	Travée	141,72	8,9	18	215,6	250	ok
		Appui	-214,09	15,4	18	215,6	250	ok
Etage courant	50×45	Travée	120,5	8,7	18	215,6	250	ok
		Appui	-259,85	15,8	18	215,6	250	ok
Terrasse	50×45	Travée	94,33	6,8	18	192,3	250	ok
		Appui	-158,55	11,4	18	215,6	250	ok

b) Sens non porteur

TableauV.29:Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verification
Etage de commerce	35×30	Travée	39,37	9,8	18	198,7	250	ok
		Appui	-58,12	12,8	18	215,6	250	ok
Etage courant	35×30	Travée	99,68	14,7	18	215,6	250	ok
		Appui	-128,32	16,8	18	235,6	250	ok
Terrasse	35×30	Travée	82,87	10,4	18	215,6	250	ok
		Appui	-110,50	15,6	18	222,28	250	ok

V.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = (0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

- Sens porteur :

Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Verification
Etage de commerce	50×45	143,43	0.70	3	ok
Etage courant	50×45	195,62	0.96	3	ok
Terrasse	50×45	117,7867	0.58	3	ok

- Sens non porteur

Tableau V.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Verification
Etage de commerce	35×30	113,49	1.2	3	ok
Etage courant	35×30	205,15	2.17	3	ok
Terrasse	35×30	155,69	1.64	3	ok

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE50 (Fe = 500MPa)

$$\bullet \text{ Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b \cdot St} > \frac{\tau_u - 0.3 \cdot F_{c28} \cdot K}{0.8 \cdot F_{c28}} ; K=1 \end{array} \right.$$

$$\frac{At}{b \cdot St} > \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$At = 0.003 \times St \times b$$

$$\bullet \text{ Selon version 2024 : } \left\{ \begin{array}{l} St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 24\phi l; 17.5\text{cm}; 6\phi l\right) \quad \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi l = \min\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.32: calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA2024		St ^{adp} cm		At(cm ²)	Choix
			St(cm)	St(cm)	St(cm)	ZN	ZC		
				ZN	ZC				
PP 45×50	195,62	0.96	40	10	25	10	20	2.7	4HA10
PS 30×35	205.15	2.17	28.35	10	17.5	10	20	1.8	4HA10

Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 60\varnothing$ (zoneIV).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 20\text{mm}$ $L_r = 120\text{cm}$
-
- $\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 96\text{ cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 84\text{ cm}$

Arrêt des barres

Armatures inférieures:

$$h < \frac{l}{10}$$

Armatures supérieures:

$$h' \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{1}{5} \dots\dots\dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec: $L = \max (L_{\text{gauche}}; L_{\text{droite}})$

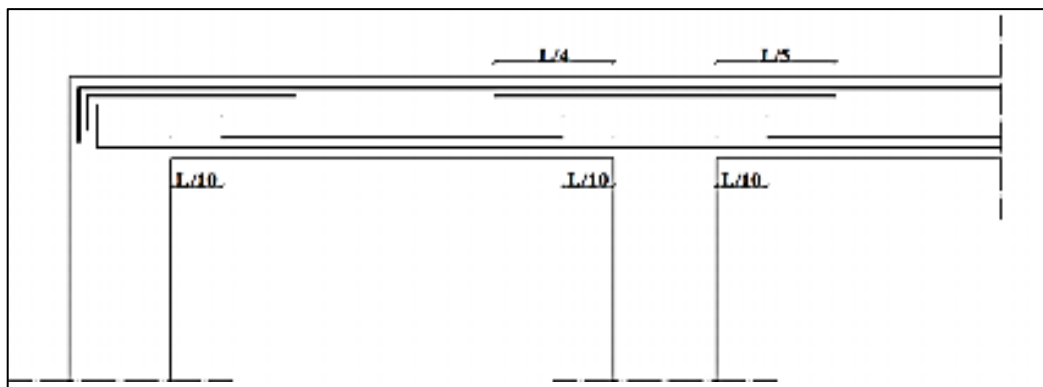


Figure V.1 : arrêt des barres.

V.3.9 Vérification de la flèche :

Tel que :

- **Poutre porteuse (50×45):** $\delta_{\text{adm}} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02\text{cm}$
- **Poutre non porteuse (30×35) :** $\delta_{\text{adm}} = \frac{320}{500} = 0.64\text{cm}$

• Moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15.A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15.A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_{iu}}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b}{b})} \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 1100(fc_{28})^{1/3} = 34179.56 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(fc_{28})^{1/3} = 11256.76 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$

❑**i**: La flèche due aux charges instantanées.

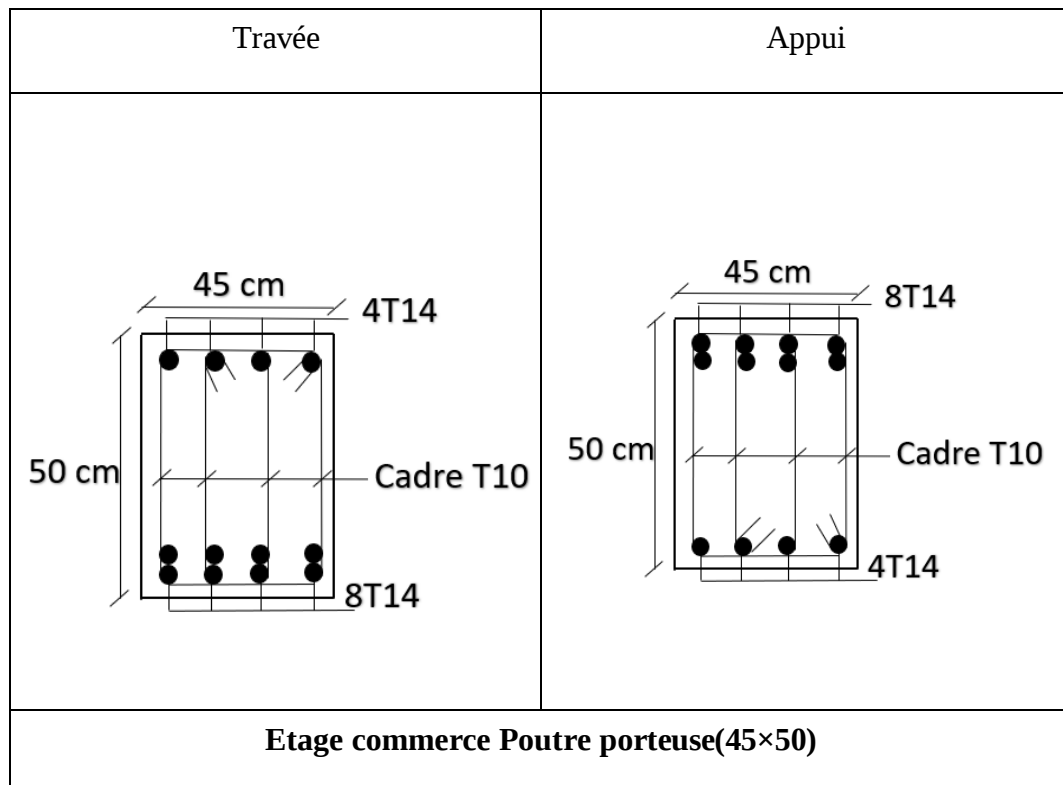
❑**v**: La flèche due aux charges de longue durée

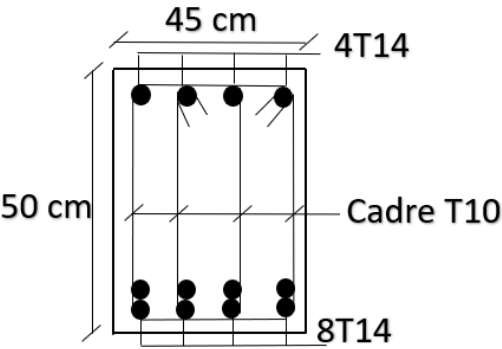
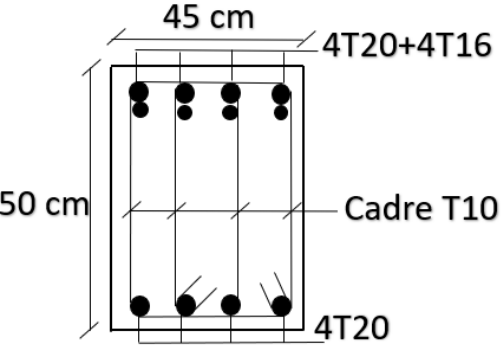
Tableau V.33: calcul des armatures transversales.

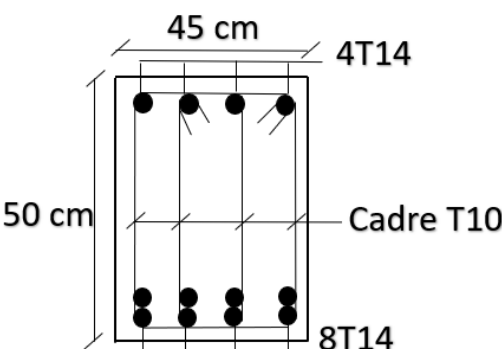
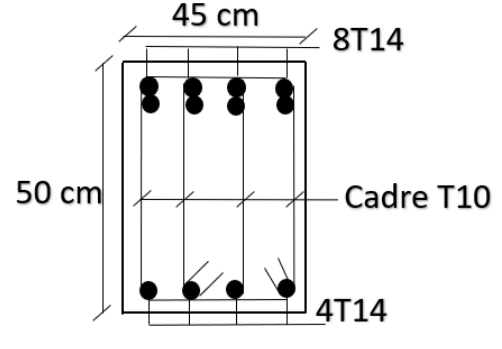
Tableau V.33: calcul des armatures transversales.

Cas	Section (cm ²)	Mser (kN.m)	As (cm ²)	Ei (MPa)	Ev (MPa)	σ_s (cm)	σ_s (cm)	$\Delta\sigma$ (cm)	$\sigma_{s,lim}$ (cm)	Vérifiée
P.P	45×50	141,72	12.32	34179.56	11256.76	0.698	1.306	0.608	1.02	Cv
P.S	30×35	99,68	20.61	34179.56	11256.76	0.588	1.190	0.602	0.64	Cv

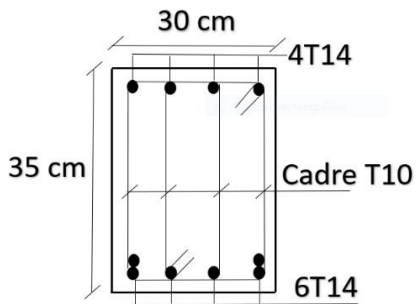
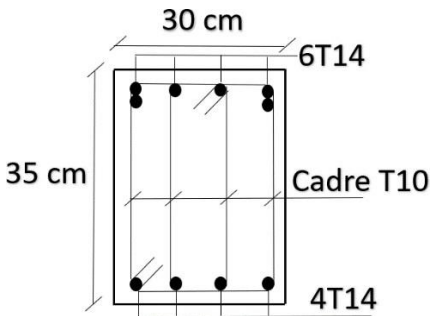
V.3.10 .Schéma de ferraillage des poutres porteuse :

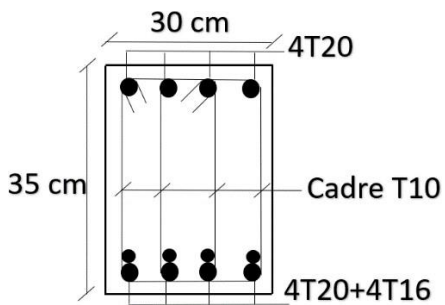
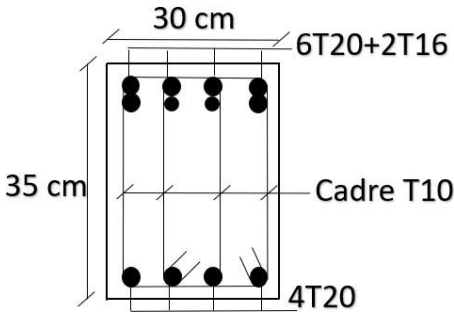


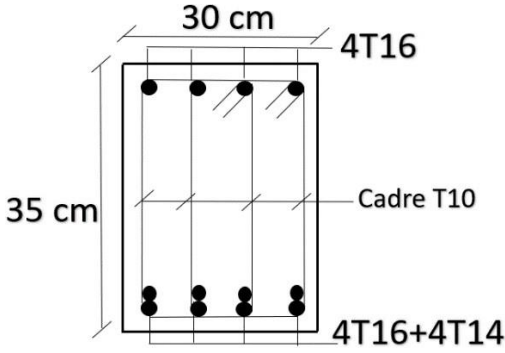
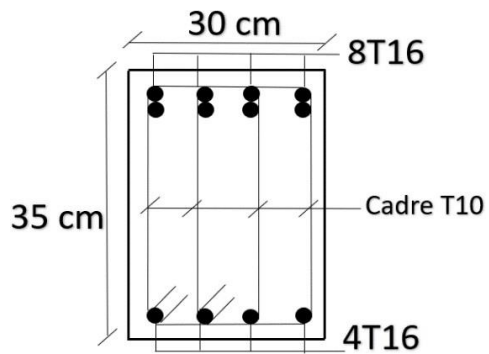
Travée	Appui
 45 cm 50 cm 4T14 8T14 Cadre T10	 45 cm 50 cm 4T20+4T16 4T20 Cadre T10
Etage courant Poutre porteuse(45×50)	

Travée	Appui
 45 cm 50 cm 4T14 8T14 Cadre T10	 45 cm 50 cm 8T14 4T14 Cadre T10
Terrasse Poutre porteuse(45×50)	

V.3.11 Schéma de ferrailage des poutres non porteuse :

Travée	Appui
	
Etage commerce Poutre non porteuse (30×35)	

Travée	Appui
	
Etage courant Poutre non porteuse (30×35)	

Travée	Appui
	
Terrasse Poutre non porteuse (30×35)	

V.4. Ferrailages des voiles

V.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales ainsi les charges verticales.

Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une rigidité dans la direction perpendiculaire l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure. Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm 0,3E$

V.4.2 Le calcul du ferrailage

Le calcul d'un voile consiste à dimensionner les armatures longitudinales et transversales de manière à garantir la sécurité, la ductilité et la durabilité de l'élément. Il repose sur l'analyse des efforts internes (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) obtenus à partir d'un modèle global de la structure.

Ce dimensionnement doit répondre aux exigences des normes en vigueur, notamment le RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien), qui impose des critères spécifiques liés à la ductilité, au confinement des zones critiques, et à la répartition des armatures.

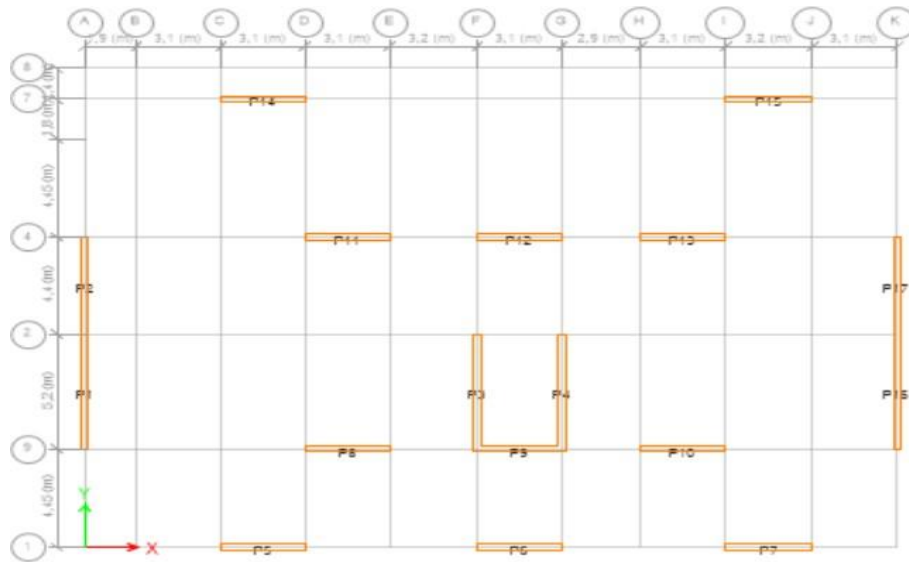
Le calcul du ferrailage prend en compte :

- La flexion simple ou composée (moment + effort normal)
- L'effort tranchant, à l'origine des armatures transversales
- Le confinement des zones de rive, où la concentration de contraintes est plus élevée
- Les conditions de ductilité locale et globale, essentielles en contexte sismique

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Dans cette étude, nous allons présenter les étapes de dimensionnement d'un voile, depuis l'évaluation des efforts internes jusqu'à la justification des armatures mises en place, en s'appuyant sur un exemple réel conforme aux recommandations du RPA 2024.

– Plan de repérage des voiles



– Figure V.2 : Plan de repérage des voiles

Figure V.1: Plan de repérage des voiles.

V.4.3 Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Selon le RPA2024 il faut vérifier cette condition :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{ct28}} = \frac{13254,68 \times 10^{-3}}{(0,6 \times 0,6 \times 2 + 5,2 \times 0,25) \times 30} = 0,21 \leq 0,4 \text{ Condition vérifiée}$$

V.4.3.1 Vérification de la condition d'élancement

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{54,06}{5,2} = 10,39 > 2.$$

Le voile est considéré comme étant élancé.

V.4.3.2 Calcul de la hauteur critique

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(5,2 ; 54,06/6) = \max(5,2 ; 9,01) = 9,01 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq (2.l_w ; 2. h_e) = (10,4m ; 8,16m) \leq 10,4 m$$

- Enveloppe de calcul des moments fléchissant

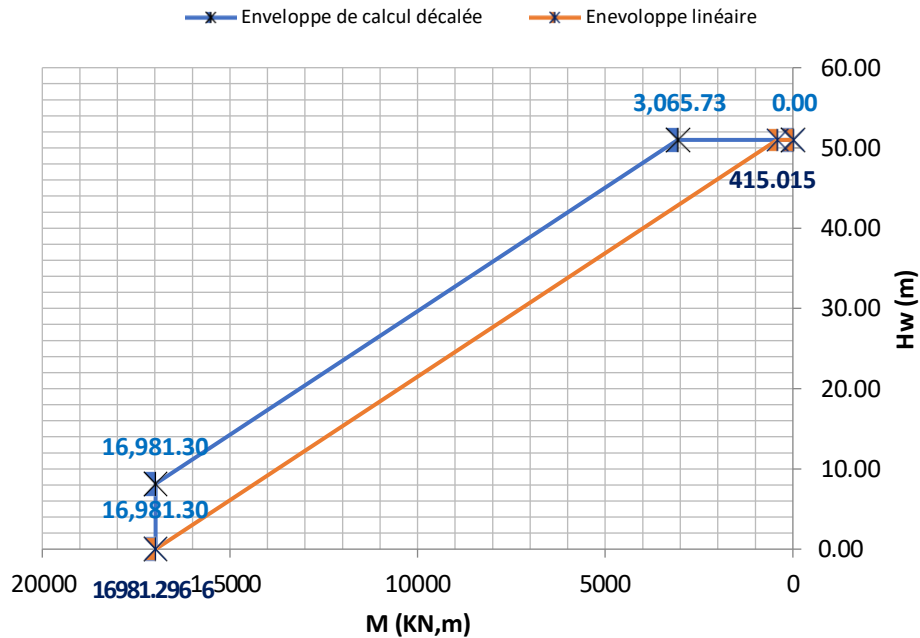


Figure V.3 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile

- Enveloppe de calcul des efforts tranchants

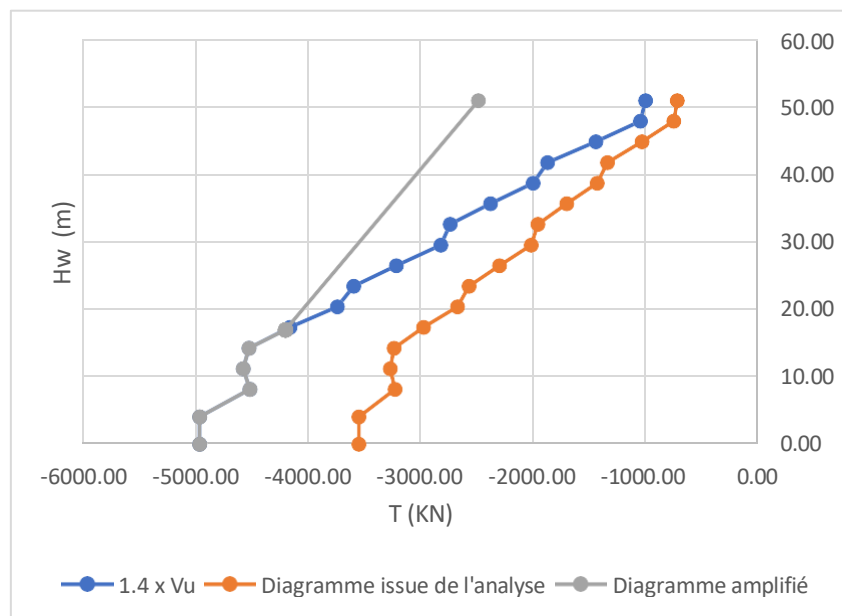


Figure V.4 : Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile

V.4.4. Exigences de ductilité pour la zone critique

a) Dimensions des éléments de rive confinés

Longueur de l'élément de rive confiné $lc \geq \max(0,15lw ; 1,5bw) = \max(0,15 \times 5,2m ; 1,5 \times 0,20m) = 0,78m = 78 \text{ cm}$

Etant donné la présence de poteaux 60cmx60cm aux extrémités du voiles, la longueur de confinement est prise égale à la largeur du poteau (soit 60cm) Largeur de l'élément de rive confiné $bc \geq \max(20cm ; hc/50) = \max(20cm ; 408cm/15) = 27,2 \text{ cm}$

b) Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul de la section du voile en flexion composée sous N et M.

$$N = 4957,9 \text{ kN}$$

$$M = 16981,2966 \text{ kN.m}$$

Tout d'abord on suppose que le voile est d'une section rectangulaire (520x20)

V.4.4.1. Ferrailage calculé

$$A_s = 47,57 \text{ cm}^2$$

Choix proposés des armatures : $2*6T25 + 2*6T20 = 48,3 \text{ cm}^2$

V.4.4.2. Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$$A_s = 48,3 \text{ cm}^2 > 0,5 \% (lc \times bc) = 0,005 \times 80 \times 60 = 24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$st \leq \min(bc/2 , 20cm, 8db) = \min(60/2 ; 20 ; 8 \times 2,5) = \min(30 ; 20 ; 20) = 20cm$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur hcr doivent satisfaire :

$$At \geq 0,09 \text{ st bc } f_{c28} / f_e = 0,09 \times 20 \times 50 \times 25 / 500 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$At \geq 0,3 \text{ st bc } ((Ag / Ac) - 1) f_{c28} / f_e = 0,3 \times 20 \times 50 \times (1,44 - 1) \times 25 / 500 = 6,6 \text{ cm}^2$$

Avec Ag/Ac représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (un enrobage de 5cm est considéré).

$$\frac{Ac}{Ag} = \frac{60 \times 60}{50 \times 50} = 1,44$$

Choix des barres : 8T12 = 9.05 cm²

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 3543,47 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 5,2} = 5,3 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

V.4.4.2. Ferrailage de l'âme du voile

a) Ferrailage horizontal dans l'âme du voile

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$sh \leq \min(1,5bw, 25 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25 \text{ cm}$$

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{Ah}{sh} \geq \frac{V}{z \cdot f_e} = \frac{1,4 \times 3543,47 \times 10^{-3}}{500 \times 4,42} =$$

Avec V effort tranchant de calcul. $V = 1,4V$

z distance entre les cgd des armatures des extrémités confinées ($z = 4,42 \text{ m}$)

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

$$Ah_{\min} = 0,2\% \times sh \cdot bw$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 20 \text{ mm}$. (Voir tableau V.36)

Tableau V.36 : Choix des barres pour le ferrailage horizontal

sh (cm)	Ah,min (cm ²)	Choix des barres
25	1	2T16
20	0,75	2T14
15	0,5	2T12
10	0,25	2T10

b) Ferrailage vertical

dans l'âme du voile L'espace des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$sv \leq \min(1,5bw, 25cm) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25cm$$

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

$$Av,min = 0.2\% \times sv \ bw = 1cm^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $bw / 10 = 200/10 = 20mm$.

Choix des barres : 2T10 = 20 cm

V.4.5. Justification de la condition de la ductilité : (voir tableau V.37)

Tableau V.37 : résultats de la vérification de la condition de ductilité

$V_d(KN)$	F_{yd}/F_{cd}	μ_v	X_u	$V_{nc}(cm)^3$	$V_{st}(cm)^3$	ϵ_{cu}	μ_ϕ
0,21	20,00	0,30	318,24	3400000,00	35735,62	0,0035	5,22

μ_ϕ	α_n	α_s	α	$\epsilon_{cu,c}$	ϵ_{sy}	μ_{wd}	$L_c,calcul$ (cm)	condition
5,22	0,70	0,81	0,57	0,02	0,0025	0,2102	245,94	cv

V.6. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

Le dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique consiste à adapter le ferrailage aux efforts réduits à mesure que l'on s'éloigne de la base. Cette partie du voile reste soumise à la flexion composée et au cisaillement, mais avec des sollicitations moindres, ce qui permet d'optimiser les armatures tout en respectant les exigences de sécurité et de ductilité du RPA 2024.

Tableau V. 38 : Efforts de calcul N, M et V du voile V3,Y au-dessus de la zone critique

story	Z	N	Mx	Vy
base	0	Zone critique		4960,3
Story 1	4,08			4960,3
Story 2	8,16			4512,27
Story 3	11,22			4571,32
Story 4	14,28	3086,8324	15105,88	4521,12
Story 5	17,34	2242,855	14168,18	4156,84
Story 6	20,4	1575,6021	13230,47	3958,39
Story 7	23,46	1209,0151	12292,76	3824,01
Story 8	26,52	735,3968	11355,06	3689,62
Story 9	29,58	415,9953	10417,35	3555,24
Story 10	32,64	264,8899	9479,65	3429,84
Story 11	35,7	98,0326	8541,94	3286,46
Story 12	38,76	32,7181	7604,23	3152,08
Story13	41,82	118,8546	6666,53	3017,69
Story14	44,88	214,1665	5728,82	2883,31
Story15	47,94	249,6324	4791,11	2748,92
Story16	51	98,6452	3853,41	2614,53

✓ Choix de ferrailage

TableauV.39: Le ferrailage du voile 3

story	Z	N	Mx	As	Choix des barre
base	0	Zone critique		49.05	10T25
Story 1	4,08			49.05	10T25
Story 2	8,16			49.05	10T25
Story 3	11,22			49.05	10T25
Story 4	14,28	3086,8324	15105,88	45,89	6T25+6T20
Story 5	17,34	2242,855	14168,18	44,57	6T25+6T20
Story 6	20,4	1575,6021	13230,47	44,02	6T25+6T20
Story 7	23,46	1209,0151	12292,76	42,47	8T25+2T20
Story 8	26,52	735,3968	11355,06	42,17	8T25+2T20
Story 9	29,58	415,9953	10417,35	40,56	6T20+4T25
Story 10	32,64	264,8899	9479,65	37,39	12T20
Story 11	35,7	98,0326	8541,94	34,48	8T20+6T16
Story 12	38,76	32,7181	7604,23	30,59	6T20+6T16
Story13	41,82	118,8546	6666,53	25,18	5T16+5T20
Story14	44,88	214,1665	5728,82	19,71	10T16
Story15	47,94	249,6324	4791,11	14,9	6T14+6T12
Story16	51	98,6452	3853,41	12,13	12T12

✓ **Ferrailage horizontale**

Tableau V. 40 : Résultat de ferrailage horizontal.

story	Z	Vy	$\bar{Q}$ (kN)	sh (cm)	Ah (cm ²)	Ahmin (cm ²)	Choix des barres
base	0	3535,564	4960,3	15	3,36	1	2T16
Story1	4,08	3535,564	4960,3	15	3,36	1	2T16
Story2	8,16	3314,793	4640,71	15	3,14	1	2T16
Story3	11,22	3221,241	4509,32	15	3,06	1	2T14
Story4	14,28	2961,731	4146,42	15	2,81	1	2T14
Story5	17,34	2660,67	3758,8	15	2,55	1	2T14
Story6	20,4	2558,406	3642,08	15	2,47	1	2T14
Story7	23,46	2287,316	3525,36	15	2,39	1	2T14
Story8	26,52	2005,217	3408,64	15	2,31	1	2T14
Story9	29,58	1946,34	3291,93	15	2,23	1	2T12
Story10	32,64	1690,273	3175,21	15	2,15	1	2T12
Story11	35,7	1422,021	3058,49	15	2,07	1	2T12
Story12	38,76	1329,278	2941,77	15	1,99	1	2T12
Story13	41,82	1022,613	2825,05	15	1,91	1	2T12
Story14	44,88	739,9015	2708,33	15	1,83	1	2T12
Story15	47,94	708,6017	2591,61	15	1,75	1	2T12
Story16	51	708,6017	2474,89	15	1,67	1	2T12

a) Efforts de calcul

Tableau V. 41 : Efforts de calcul N, M et V du voile V9 au-dessus de la zone critique

story	Z	N	Mx	Vy
base	0	Zone critique		-2082,23
Story 1	4,08			-2082,23
Story 2	8,16			-1856,56
Story 3	11,22			-1481,56
Story 4	14,28	-1784,8159	6212,41	-1419,30
Story 5	17,34	-1644,0827	5805,75	-1261,57
Story 6	20,4	-1505,5507	5399,09	-1216,73
Story 7	23,46	-1491,475	4992,43	-1200,76
Story 8	26,52	-1346,7457	4585,78	-1184,80
Story 9	29,58	-1203,1858	4179,12	-1168,83
Story 10	32,64	-1153,6679	3772,46	-1152,87
Story 11	35,7	-1000,8867	3365,80	-1136,90
Story 12	38,76	-848,1139	2959,14	-1120,94
Story 13	41,82	-754,216	2552,49	-1104,97
Story 14	44,88	-589,4285	2145,83	-1089,01
Story15	47,94	-423,8176	1735,18	-1073,04
Story16	51	-255,7551	1332,51	-1057,08
Story17	54,06	-87,8865	925,86	-1041,12

b) Choix de ferrailage

Tableau V.42: Le ferrailage du voile 9

story	Z	N	Mx	As	Choix des barres
base	0	Zone critique		39,27	8T25
Story 1	4,08			39,27	8T25
Story 2	8,16			39,27	8T25
Story 3	11,22			39,27	8T25
Story 4	14,28	-1784,8159	6212,41	31,05	10T20
Story5	17,34	-1644,0827	5805,75	28,6	6T16+6T20
Story6	20,4	-1505,5507	5399,09	26,26	6T20+6T14
Story7	23,46	-1491,475	4992,43	22,9	12T16
Story8	26,52	-1346,7457	4585,78	20,81	6T16+6T14
Story9	29,58	-1203,1858	4179,12	18,8	12T14
Story10	32,64	-1153,6679	3772,46	15,99	6T14+6T12
Story11	35,7	-1000,8867	3365,80	14,25	10T14
Story12	38,76	-848,1139	2959,14	12,6	5T12+5T14
Story13	41,82	-754,216	2552,49	10,44	4T12+4T14
Story14	44,88	-589,4285	2145,83	9,07	5T12+5T10
Story15	47,94	-423,8176	1735,18	7,76	10T10
Story16	51	-255,7551	1332,51	6,61	6T12
Story17	54,06	-87,8865	925,86	5,51	8T10

✓ **Ferrailage horizontale**

Tableau V. 43 : Résultat de ferrailage horizontal.

story	Z	Vy	$\bar{V}$ (kN)	sh (cm)	Ah (cm ²)	Ahmin (cm ²)	Choix des barres
base	0	1487,308	-2082,23	10	2,4	1	2T14
Story1	4,08	1487,308	-2082,23	10	2,4	1	2T14
Story2	8,16	1326,113	-1856,56	10	2,14	1	2T12
Story3	11,22	1058,256	-1481,56	10	1,70	1	2T12
Story4	14,28	1013,783	-1419,30	10	1,63	1	2T12
Story5	17,34	901,1196	-1261,57	10	1,45	1	2T10
Story6	20,4	796,898	-1216,73	10	1,4	1	2T10
Story7	23,46	782,3211	-1200,76	10	1,38	1	2T10
Story8	26,52	695,9291	-1184,80	10	1,36	1	2T10
Story9	29,58	615,7522	-1168,83	10	1,34	1	2T10
Story10	32,64	625,8505	-1152,87	10	1,33	1	2T10
Story11	35,7	554,4233	-1136,90	10	1,31	1	2T10
Story12	38,76	483,7589	-1120,94	10	1,29	1	2T10
Story13	41,82	485,3425	-1104,97	10	1,27	1	2T10
Story14	44,88	396,0722	-1089,01	10	1,25	1	2T10
Story15	47,94	310,8096	-1073,04	10	1,23	1	2T10
Story16	51	262,4245	-1057,08	10	1,21	1	2T10
Story17	54,06	177,2871	-1041,12	10	1,2	1	2T10

✓ Efforts de calcul

Tableau V. 44 : Efforts de calcul N, M et V du voile V11 au-dessus de la zone critique

story	Z	N	Mx	Vy
base	0	ZONE CRITIQUE		-2357,31
Story1	4,08			-2357,31
Story2	8,16			-3121,82
Story3	11,22			-3067,84
Story4	14,28	-896,2383	4257,59	-3041,14
Story5	17,34	-931,8903	4068,8	-2906,29
Story6	20,4	-932,3548	3841,05	-2743,61
Story7	23,46	-927,3394	3641 ,87	-2601,34
Story8	26,52	-890,5352	3442,69	-2459,07
Story9	29,58	-827,5316	3243,52	-2316,80
Story10	32,64	-767,2824	2174,63	-2174,53
Story11	35,7	-681,0756	2845,17	-2032,27
Story12	38,76	-579,1394	2646	-1890,00
Story13	41,82	-472,248	2446,82	-1747,73
Story14	44,88	-342,1946	2247,64	-1605,46
Story15	47,94	-206,3447	2048,46	-1463,19
Story16	51	-69,0149	1849,28	-1320,92
Story17	54,06	10,5916	1650,12	-1178,66

✓ **Choix de ferrailage**

Tableau V.45: Le ferrailage du voile 11

story	Z	N	Mx	As	Choix des barre
base	0	ZONE CRITIQUE		49,04	10T25
Story1	4,08			49,04	10T25
Story2	8,16			49,04	10T25
Story3	11,22			49,04	10T25
Story4	14,28	-896,2383	5867,62	37,66	12T20
Story5	17,34	-931,8903	5502,51	34,09	7T20+7T16
Story6	20,4	-932,3548	5137,41	30,88	6T20+6T16
Story7	23,46	-927,3394	4772,30	27,76	14T16
Story8	26,52	-890,5352	4407,19	24,98	8T16+6T14
Story9	29,58	-827,5316	4042,08	22,51	6T16+8T14
Story10	32,64	-767,2824	3676,97	20,07	10T16
Story11	35,7	-681,0756	3311,86	17,95	12T14
Story12	38,76	-579,1394	2946,76	16,04	8T16
Story13	41,82	-472,248	2581,65	14,24	6T12+6T14
Story14	44,88	-342,1946	2216,54	12,75	5T12+5T14
Story15	47,94	-206,3447	1851,43	11,38	8T14
Story16	51	-69,0149	1486,32	10,02	6T10+6T12
Story17	54,06	-10,5916	1121,21	8,02	12T10

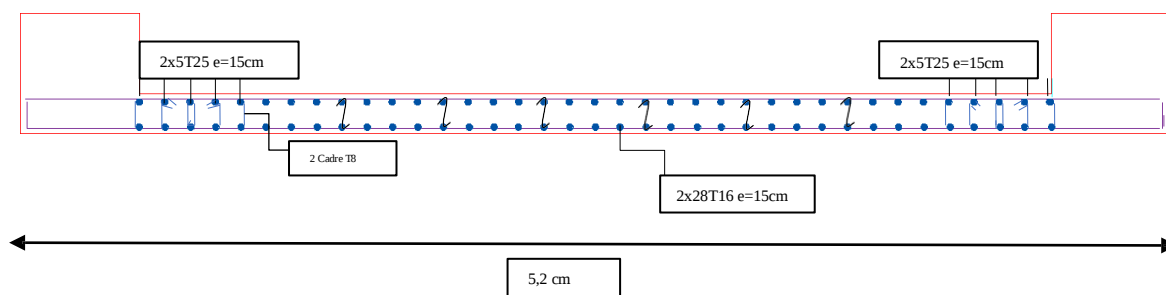
✓ **Ferrailage horizontale**

Tableau V. 46 : Résultat de ferrailage horizontal.

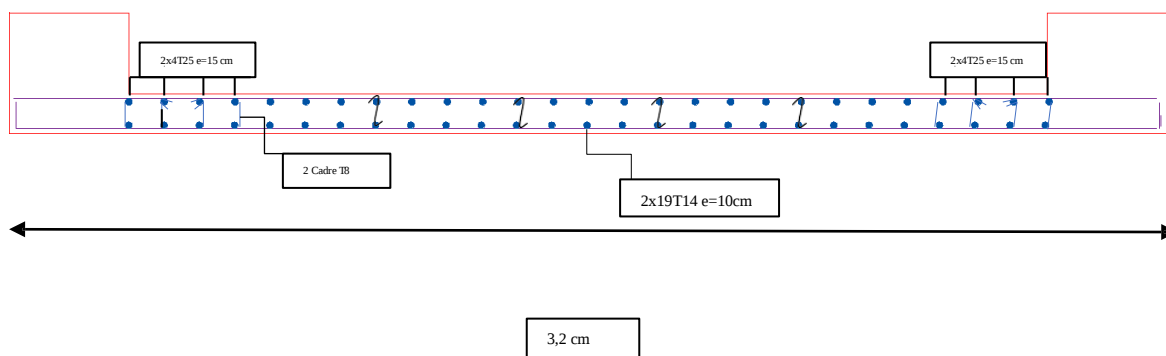
story	Z	V _y	$\bar{V}$ (kN)	sh (cm)	A _h (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	Choix des barres
base	0	1683,793	-2357,31	15	3,68	1	2T16
Story1	4,08	1683,793	-2357,31	15	3,68	1	2T16
Story2	8,16	2229,873	-3121,82	15	3,68	1	2T16
Story3	11,22	2191,317	-3067,84	15	3,68	1	2T16
Story4	14,28	2172,24	-3041,14	15	3,64	1	2T16
Story5	17,34	2075,919	-2906,29	15	3,48	1	2T16
Story6	20,4	1908,69	-2743,61	15	3,29	1	2T16
Story7	23,46	1793,398	-2601,34	15	3,12	1	2T16
Story8	26,52	1627,016	-2459,07	15	2,95	1	2T14
Story9	29,58	1456,734	-2316,80	15	2,78	1	2T14
Story10	32,64	1354,333	-2174,53	15	2,57	1	2T14
Story11	35,7	1200,404	-2032,27	15	2,43	1	2T14
Story12	38,76	1051,049	-1890,00	15	2,25	1	2T12
Story13	41,82	940,9567	-1747,73	15	2,09	1	2T12
Story14	44,88	761,4504	-1605,46	15	1,92	1	2T12
Story15	47,94	595,2961	-1463,19	15	1,75	1	2T12
Story16	51	464,2364	-1320,92	15	1,58	1	2T12
Story17	54,06	452,406	-1178,66	15	1,41	1	2T10

V.7. Schéma de ferrailage

Voile 3



Voile 9



Voile 11

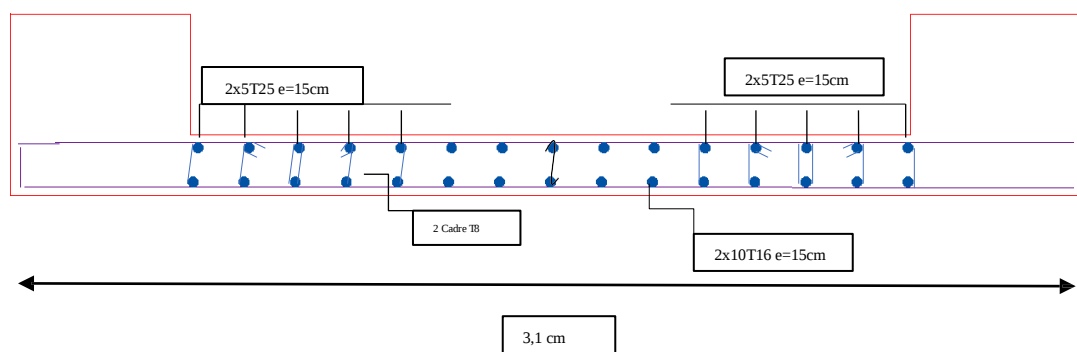


Figure V.6: schéma de ferrailage des voiles

V.8. Conclusion :

Le calcul des voiles selon le RPA2024 permet de garantir une résistance adéquate aux actions verticales et horizontales, en tenant compte de leur fonction de contreventement principal dans la structure. Grâce à leur rigidité élevée dans leur plan, les voiles assurent une contribution essentielle à la stabilité globale du bâtiment, notamment face aux actions sismiques.

La prise en compte des combinaisons de charges réglementaires, ainsi que le ferrailage des voiles pleins, permet un dimensionnement conforme aux exigences de sécurité et une répartition efficace des efforts dans les deux directions principales de la structure.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**VI.1 Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Fonctions assurée par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars avec un ancrage de 3 m).

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution

VI.5 Etude du radier :

Le **radier**, également appelé **dalle de fondation**, est une fondation superficielle qui prend la forme d'une **dalle en béton armé** de grande surface couvrant généralement toute l'emprise du bâtiment. Il permet une **répartition uniforme des charges** de la structure sur une large surface du sol, réduisant ainsi les contraintes exercées sur les couches porteuses. Cette solution est particulièrement recommandée dans les cas de **sols peu portants**, de **présence de nappes phréatiques**, ou encore pour des **structures complexes** telles que les immeubles de grande hauteur ou les sous-sols profonds.

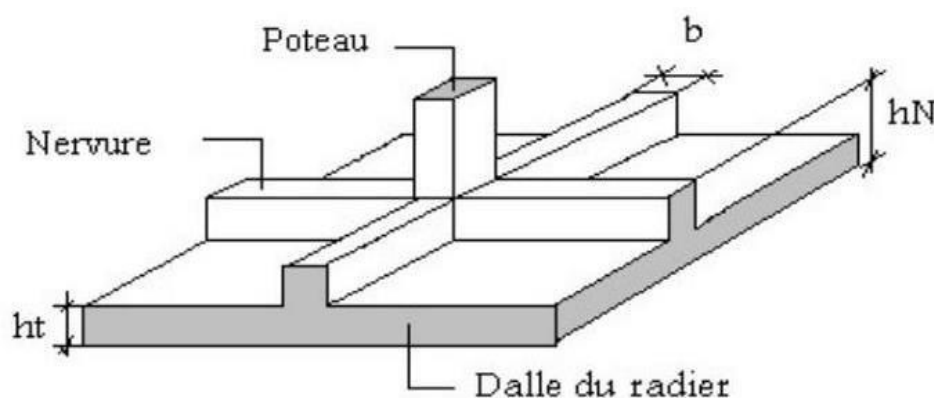


Figure VI.1: disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6 Choix de type :

Pour le choix du type de fondation approprié, nous devons déterminer la surface totale nécessaire de la semelle afin de la comparer à la surface du bâtiment.

Pour ce point, il faut calculer l'effort transmis au sol N_u .

Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul Autodesk ETABS.

L'effort normal transmis au sol est égal à :

$$N_u = 203742,2496 \text{ kN}$$

$$N_s = 148441,3846 \text{ kN}$$

VI.7. Détermination de la surface du radier :

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que : $S_n \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$

σ_s : Contrainte admissible du sol = 0.2 MPa

Soit numériquement :

$$AN : \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{148441,3846}{200} = 742.20 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface totale des fondations et la surface du bâtiment est égal à : $\frac{S_n}{S_b}$

S_b : Surface du bâtiment = 646,66m²

Ce qui donne : $\frac{S_n}{S_b} = 1,14$

Nous constatons que $S_n \geq S_b \rightarrow$ Fondation de type radier s'impose.

La surface totale à utiliser est prise comme ce qui suit : $S_r = S_b + L_p \times C_d$

Où, S_r : Surface totale de radier

L_p : Longueur de périmètre

C_d : Largeur de débordement minimale

Soit : $S_r = 646,66 + 103 \times 1,15 = 765,11 \text{ m}^2 \rightarrow S_r = 766 \text{ m}^2$

VI.8 Calcul de l'épaisseur :

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier h doit satisfaire les conditions suivantes :

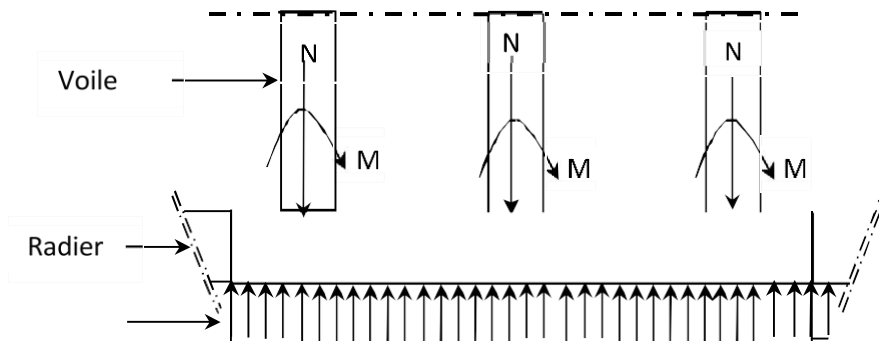


Figure VI.2: Schéma du radier général

VI.8.1. condition forfaitaire :

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

La hauteur des nervures est donnée par la formule empirique : $h \geq \frac{L_{max}}{8}$

Avec : l_{max} (distance maximale entre deux poteaux) = 6.25 m

AN : $h_{rad} \geq 0.625$ m

$h_{ner} \geq 0.78$ m

On Prend : $h = 65$ cm. Pour l'épaisseur de la dalle

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25\text{cm}$).

VI.8.2 Condition de cisaillement [BAEL91/A5.2,2] :

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur égale à l'unité ($b = 1\text{ m}$) et une épaisseur d , ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} < \tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{203742,2496 \times 6,25}{2 \times 646,66} = 984,58 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{984,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,55} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b}; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa} \text{ (fissuration très préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,79 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **La sur face minimale du radier:**

Nous avons :

$$N_{ser} \text{ (avec p.radier)} = 148441,3846 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{ELS} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{148441,3846}{200} = 742,20 \text{ m}^2$$

➤ **A l'ELU:**

$$N_{ELU} = 203742,2496 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \times \overline{\sigma_{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{totale} = \frac{\Sigma N}{1,5 \times \sigma_{sol}} = \frac{203742,2496}{300} = 679,14 \text{ m}^2$$

$$\text{On a la sur face du bâtiment est } S_{BAT} = 646,66 \text{ m}^2$$

Max [SBAT ;SELS ;SELU]

$$\Rightarrow S_{radier} = 742.20 \text{ m}^2$$

Selon RPA 2024 :

a) Vérification au renversement : $G + 0.3Q \pm 0.3E_y \pm E_x$

$G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$

Selon (RPA 2024/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement,

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

e: L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N: La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI.1 : vérification de la stabilité au renversement.

sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	5735.8	55462,01	0,1034	7.45	Condition vérifié
y-y	6110.02	55462,01	0,1101	7.45	Condition vérifié

b) Vérification vis-à-vis de l'effort de Soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulevé pas :

$$P > 1,5. S. Y. Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assises du bâtiment ;

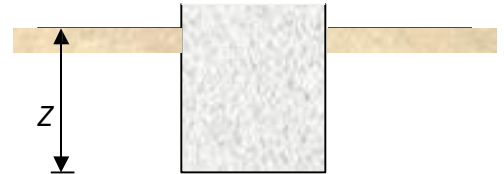
Z : L'ancrage.

Y : Poids volumique de l'eau (1t/m^3).

Pour la structure étudier : $P = 148441,3 \text{ KN} = 14844,13\text{t}$

$$1,5.S. Y.Z = 1,5 \times 646,66 \times 1 \times 4 = 3879.96 \text{ t}$$

$P = 14844,13\text{t} > 3879.96 \text{ t} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

**VI.9 Ferrailage du radier :**

Le radier sera calculé comme dalle d'une épaisseur 50cm, appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie.

Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage afin de simplifier les calculs nous considérerons le panneau le plus sollicitée nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x : 3,2\text{m} \quad L_y : 6.25\text{m}$$

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1 mètre linéaire ($b=1\text{m}$) :

$$S_{\text{radier}} = 742.20\text{m}^2 ; \quad N_u = 203742,2496 \text{ kN}$$

$$N_{ser}=148441,3846 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{203742,24}{742.20} = 274.51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{148441,384}{742.20} = 200 \text{ KN/m}^2$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Avec :

L_x : petite portée du panneau ; **L_y** : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

Cas ou $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression:

$$\frac{q \cdot L^2}{8}$$

Cas ou $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau porte dans les deux sens.

1/Dans les sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \times p_u \times L_x^2$

2/Dans les sens de la grande portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Donc :

$$A = \frac{L_x}{L_y} = \frac{320}{625} = 0,512 > 0,4 \implies \text{donc la dalle porte dans les deux sens}$$

A partir des tableaux on a :

➤ **ELU :**

$$M_{0x,u} = u_x q_u L_x^2 = 0,0951 \times 274.51 \times (3,2)^2 = 267.32 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y,u} = u_x M_{0x,u} = 0,25 \times 267.32 = 66.83 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{0x,s} = u_x q_s L_x^2 = 0,0951 \times 200 \times (3,2)^2 = 194.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y,s} = u_x M_{0x,s} = 0,25 \times 194.76 = 48.69 \text{ KN.m}$$

Donc les moments dans la dalle partie liement en castré, d'où on déduit les moments en travée les moments sur appuis.

➤ **L'ELU :**• **En travée :**

$$M_{t,X,u} = 0.85 M_{0X,u} = 0.85 \times 267.32 = 227.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,u} = 0.85 M_{0Y,u} = 0.85 \times 66.83 = 56.80 \text{ KN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{a,X,u} = -0.5 M_{0X,u} = -0.5 \times 267.32 = -133.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,u} = -0.5 M_{0Y,u} = -0.5 \times 66.83 = -33.415 \text{ KN.m}$$

➤ À L'ELS :

• En travée :

$$M_{t,x,s}=0.85M_{oX,s}=0.85 \times 194.76 = 165.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,s}=0.85M_{oY,s}=0.85 \times 48.69 = 41.38 \text{ KN.m}$$

• En appui :

$$M_{a,x,s}=-0.5M_{oX,s}=-0.5 \times 194.76 = -97.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,s}=-0.5M_{oY,s}=-0.5 \times 48.69 = -24.34 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchants

ELU :

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{a}{2}} = \frac{274.51 \times 3.2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.51}{2}} = 340.07 \text{ KN}$$

c) Calcul ferrailage à L'ELU

➤ En travée :

A) Dans le sens(x-x) :

$$H = 65 \text{ cm}; d = 58.5 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d' = 6.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{227.22 \times 10^6}{1 \times 0.585^2 \times 17} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < 0.371$$

$$A_{s'} = 0$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.049$$

$$a = 0.049 < 0.617$$

$$Z = d (1 - 0.4.a) = 0.573 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z x \sigma_s d} = \frac{227.22 \times 10^6}{0.573 \times 435} \rightarrow A_s = 9.11 \text{ cm}^2$$

d) Ferrailage minimale:(Condition de non fragilité) :

$$A_s^{\min} = \max \left(0,13\% b.d ; 0,26 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) > \left(0,13\% \times 100 \times 58,5 ; 0,26 \times 100 \times 58,5 \times \frac{2,4}{500} \right) = 7,6 \text{ cm}^2$$

On a :

▪ **Suivant x :**

$$A_s = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Suivant x :**

$$A_s = 9,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 6T14 avec: } A_s = 9,24 \text{ cm}^2.$$

e) Espacement :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(195 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$ ✓ **Vérification Etat limite service :** $M_{ser} = 165,54 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \times A_s / b = 15 \times 9,24 / 100 = 1,386$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,38 \times 58,5 = 161,46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 11,40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 82660,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{165,54}{82660,95} = 0,20$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,28 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 141,3 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

- En appuis :

$$M_{\max} = M_{ax,u} = 133.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{133.66 \times 10^6}{1 \times 0.585^2 \times 17} = 0.0229$$

$$\mu = 0.0229 < 0.371$$

$$A_s' = 0$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.02$$

$$a = 0.02 < 0.617$$

$$Z = d (1 - 0.4.a) = 0.580 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_{sd}} = \frac{133.66 \times 10^6}{0.580 \times 435} \rightarrow A_s = 5.29 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage minimale:(Condition de non fragilité):

$$A_s^{\min} = \max(0.13\% b.d; 0.26 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}) > (0.13\% \times 100 \times 58.5; 0.26 \times 100 \times 58.5 \times \frac{2.4}{500}) = 7.6 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant(x-x) :

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 7.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

Donc en prend : $A_{\min} = 7.6 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T16 avec : $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

b) Espacement :

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(195; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification Etat limite service :** $M_{ser} = 97.38 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \cdot A_s / b = 15 \cdot 8.04 / 100 = 1.206$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.206 \times 58.5 = 141.10 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 10.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 75408.79 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{97.38}{75408.79} = 0,129$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,38 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 92.43 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

• Dans le sens(y-y) :

➤ En Travée :

$$h=65\text{cm et } d=57.1\text{cm } b=100 \text{ cm } d'=7.9\text{cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.571^2 \times 17} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < 0,371$$

$$A_s' = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$a = 0,0125 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4.a) = 0,568 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_{sd}} = \frac{56.80 \times 10^{-3}}{0,568 \times 435} \rightarrow A_s = 2,29 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage minimale:(Condition de non fragilité):

$$A_s^{\min} = \max(0,13\% b.d; 0,26 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}) = (0,13\% \times 100 \times 57.1; 0,26 \times 100 \times 57.1 \times \frac{24}{500}) = 7.42$$

$$\text{cm}^2$$

On a :

▪ Suivant(y-y) :

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 7.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on prend : $A_s = A_{\min} = 7.42 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T16 avec : $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

b) Espacement :

$$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t < \min(195 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification Etat limite service :** $M_{\text{ser}} = 41.38 \text{ KN.m}$
 ✓ $D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{8.04}{100} = 1.206$
 ✓

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.206 \times 57.1 = 137.72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 10.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 72035.98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{41.38}{72035.98} = 0.05$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.61 \text{ MPa} < \sigma_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 34.88 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

➤ En appuis :

$$M_{\max} = M_{ax,u} = 33.415 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{33.415 \times 10^{-3}}{1 \times 0,571^2 \times 17} = 0,0062$$

$$\mu = 0,0062 < 0,371$$

$$A_{s'} = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0077$$

$$a = 0,0077 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4.a) = 0,569 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z x \sigma_s d} = \frac{33.415 \times 10^{-3}}{0,569 \times 435} \rightarrow A_s = 1,35 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage minimale: (Condition de non fragilité) :

$$A_s^{\min} = \max(0,13\% b.d; 0,26 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}) > (0,13\% \times 100 \times 57.1; 0,26 \times 100 \times 57.1 \times \frac{2,1}{500}) = 7.42 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant (y-y):

$$A_s = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 7.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on prend : $A_s = A_{\min} = 7.42 \text{ cm}^2$

On adopte: 4T16 avec : $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

b) Espacement :

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(195; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification Etat limite service :** $M_{ser} = 24.34 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{8.04}{100} = 1.206$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.206 \times 57.1 = 137.72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 10.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 72035.98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{24.34}{72035.98} = 0.033$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.033 \times 10.59 = 0.35 \text{ MPa} < \sigma_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 23.02 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

VI.9.1. Schéma de ferrailage :

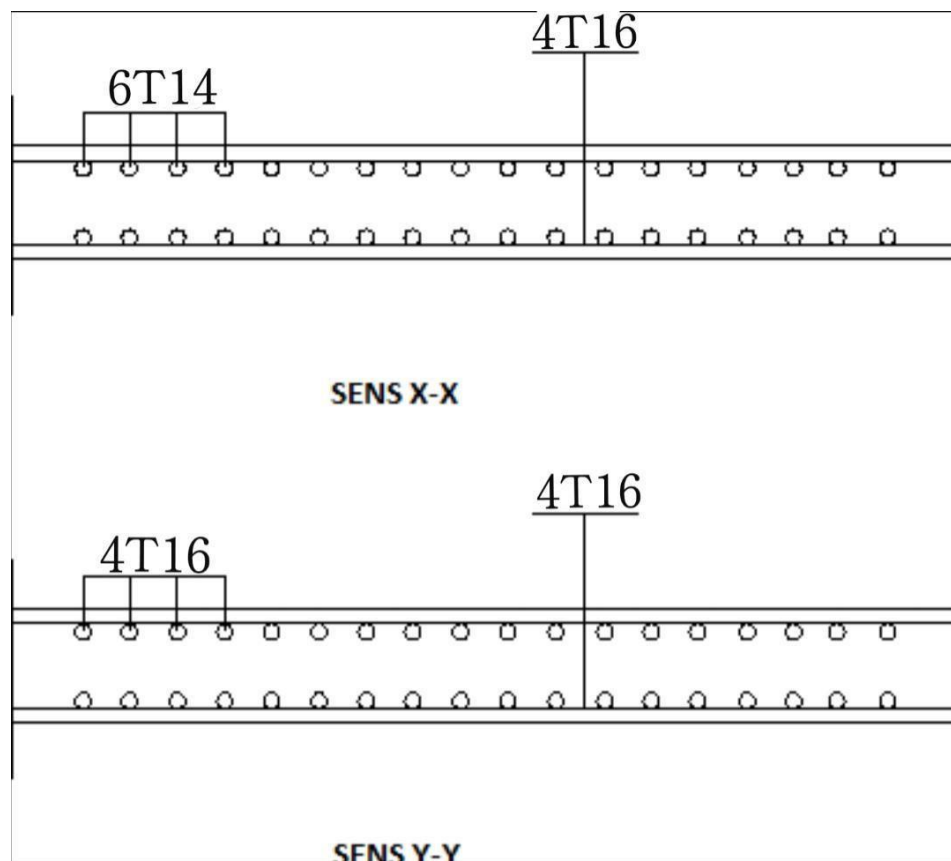


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du Radier.

Chapitre VII : Analyse comparative de la réponse sismique des structures en fonction de la hauteur

VII.1. Introduction

Dans les régions à forte activité sismique, comme l'Algérie, la prise en compte de l'action sismique dans le dimensionnement des structures est une exigence fondamentale de la conception parasismique. Les différentes méthodes d'analyse — notamment l'analyse statique équivalente et l'analyse dynamique modale — permettent d'estimer les effets d'un séisme sur une structure. Toutefois, ces méthodes ne produisent pas toujours les mêmes résultats, notamment lorsque la hauteur et la régularité du bâtiment évoluent.

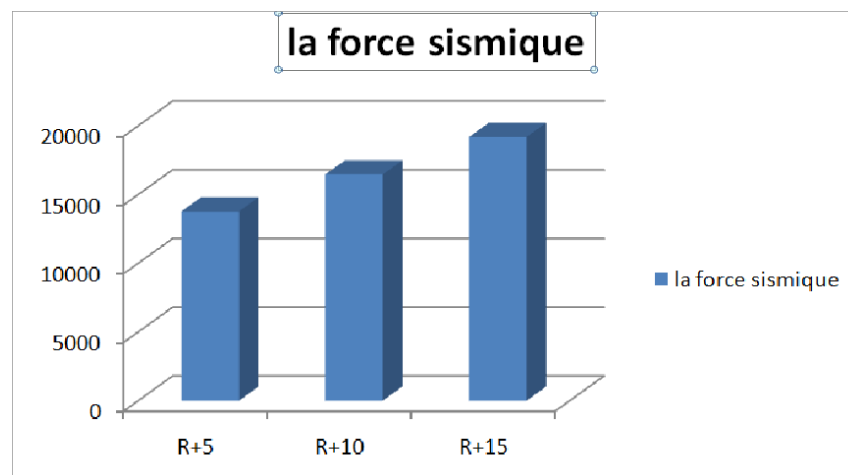
L'analyse dynamique, en particulier, tient compte du comportement vibratoire réel de la structure en calculant ses modes propres, ses périodes naturelles et les formes de mode. Elle devient indispensable lorsque le bâtiment dépasse un certain nombre d'étages, présente des irrégularités géométriques ou un comportement non-linéaire significatif. En comparaison, l'analyse statique équivalente, plus simplifiée, peut s'avérer insuffisante ou approximative pour des structures élevées.

Cette étude se propose d'effectuer une comparaison entre plusieurs niveaux de bâtiments — R+5, R+10 et R+15 — afin d'évaluer l'influence de la hauteur sur la réponse dynamique de la structure. L'objectif est de montrer comment l'analyse dynamique influe sur :

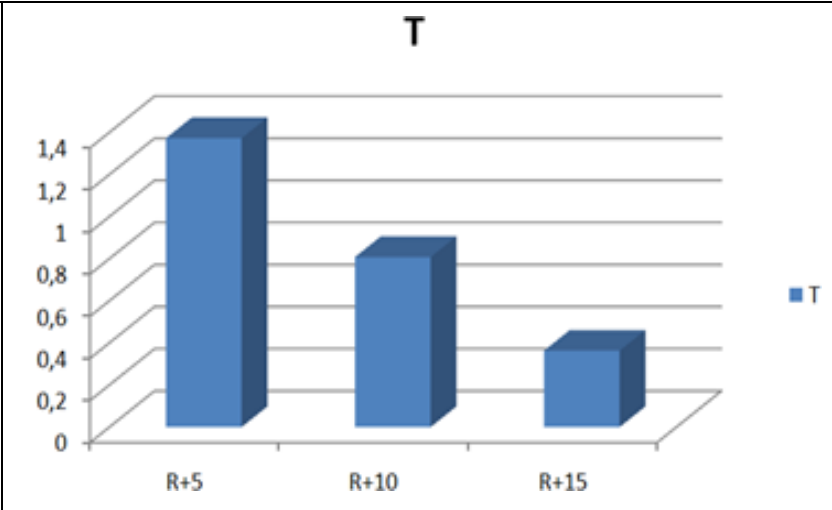
- L'effort N normal
- L'effort tranchant
- Les déplacements inter étage
- L'effet P delta .

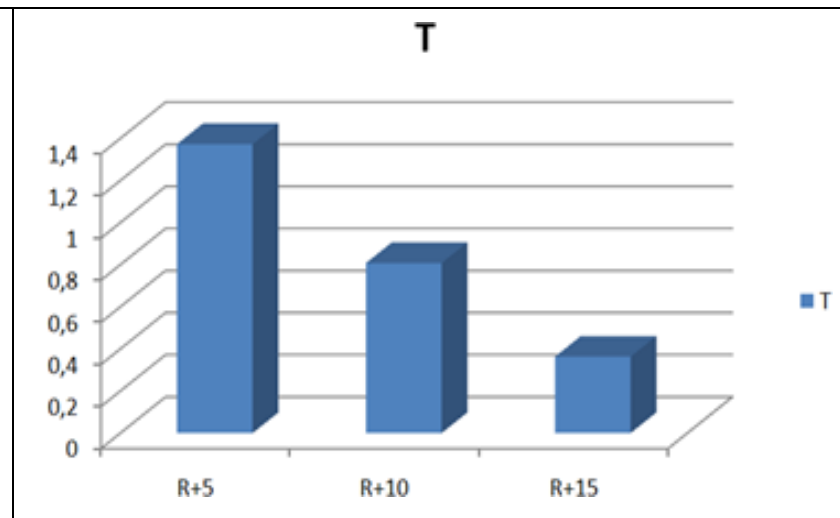
Cette comparaison permettra de mieux comprendre l'évolution de ces grandeurs avec la hauteur du bâtiment et de justifier l'usage ou non de l'analyse dynamique selon les cas.

PARAMETRES UTILISES POUR L'ETUDE SISMQUES.					
R+15		R+10		R+5	
Groupe d'importance	1B	Groupe d'importance	2	Groupe d'importance	2
ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}(T_0)}{g}$	0,144	ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}(T_0)}{g}$	0,2127	ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}(T_0)}{g}$	0,3120
Coefficient de comportement « R »	4.5	Coefficient de comportement « R »	4.5	Coefficient de comportement « R »	4.5
Poids de la structure « W »	132824,9429	Poids de la structure « W »	91 005,060	Poids de la structure « W »	51 906,876
CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTAL					
R+15		R+10		R+5	
$V = 0.85 \times 0.144 \times 132824.94 = 19\ 187,35$		$V = 0.85 \times 0.2127 \times 91005.060 = 16\ 455.37$		$V = 0.85 \times 0.3120 \times 51906.87 = 13765.7$	

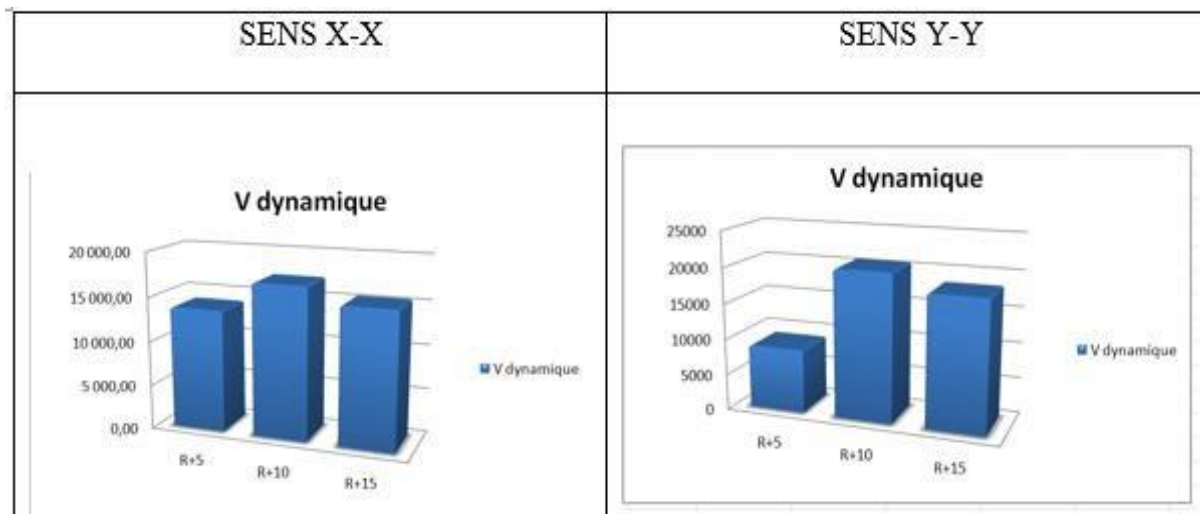


PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL

R+15						R+10					
M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]	M	T [s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]
1	1,373	0,6913	1,38E-06	0,6913	1,38E-06	1	0,808	0,6986	3,04E-05	0,6986	3,04E-05
2	1,037	0	0,6818	0,6913	0,6818	2	0,587	0,0001	0,7004	0,6987	0,7004
3	0,866	0,0044	0,0003	0,6957	0,6821	3	0,494	0,0037	0,0051	0,7024	0,7055
R+5											
M	T[s]	Ux [%]	Uy [%]	Cumul Ux [%]	Cumul Uy [%]						
1	0,363	0,7286	1,31E-05	0,7286	1,31E-05						
2	0,259	3,79E-05	0,7602	0,7286	0,7602						
3	0,215	0,0039	0,0012	0,7325	0,7614						



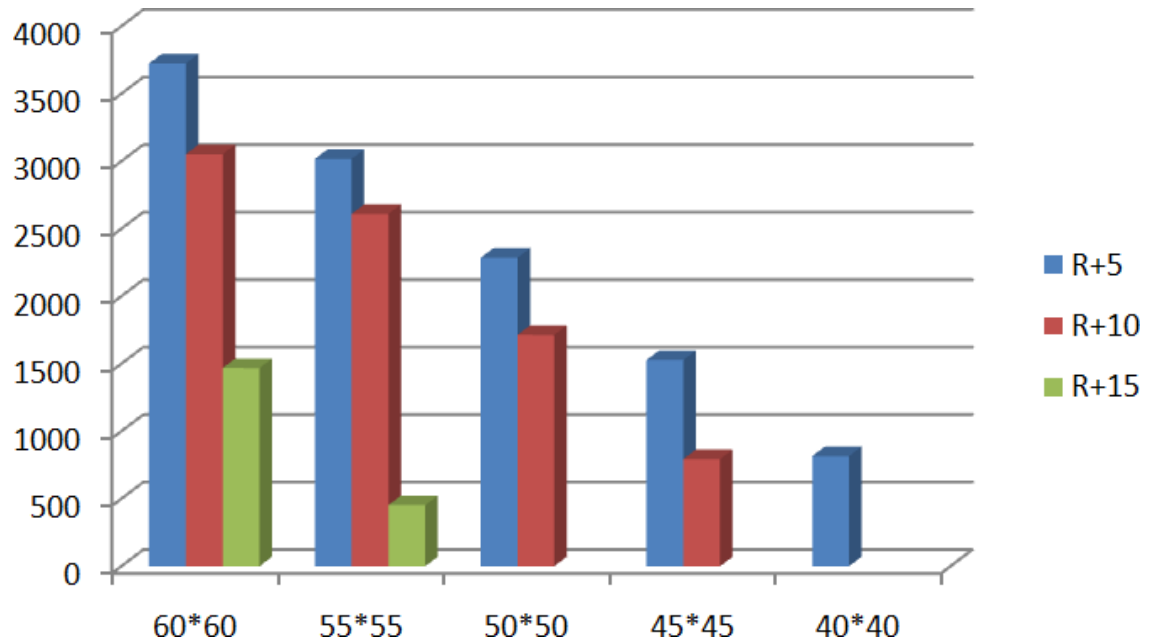
VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES DU MODELE FINAL							
R+15				R+10			
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation	Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	15349,994	19 187,35	Vérifiée	X-X	17118,709	16 455,37	vérifiée
Sens Y-Y	18221,302	19 187,35	Vérifiée	Y-Y	20518,14	16 455,37	vérifiée
R+5							
Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation				
X-X	13 765,70	11897,523	Vérifié				
Y-Y	8850.33	12357,476	Vérifié				



Chapitre VII : Analyse comparative de la réponse sismique des structures en fonction de la hauteur

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT						
R+15						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
Sous sol , Rdc , 1 ^{er} étage	60	60	3600	-3724,08	0,34	Vérifié
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	55	55	3025	-3017,1	0,33	Vérifié
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème} ;	50	50	2500	-2284,9	0,3	Vérifié
8 ^{ème} ;9 ^{ème} ;10 ^{ème}	45	45	2025	-1527,2	0,25	Vérifié
11 ^{ème} ;12 ^{ème} ;13 ^{ème} ;14 ^{ème} ;15 ^{ème}	45	40	1600	-816	0,17	Vérifié
R+10						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC ;1 ^{er}	60	60	3600	-3052,2	0.28	Vérifié
2 ^{ème} ;3 ^{ème} ;4 ^{ème}	55	55	3025	-2609,5	0.28	Vérifié
5 ^{ème} ;6 ^{ème} ;7 ^{ème}	50	50	2500	-1713,7	0.22	Vérifié
8 ^{ème} ;9 ^{ème} ;10 ^{ème}	45	45	2025	-793,58	0.13	Vérifié
R+5						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC ;1 ^{er} ; 2 ^{ème}	60	60	3600	-1467,7	0.135	Vérifié
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ;5 ^{ème}	55	55	3025	-452,75	0.049	Vérifié

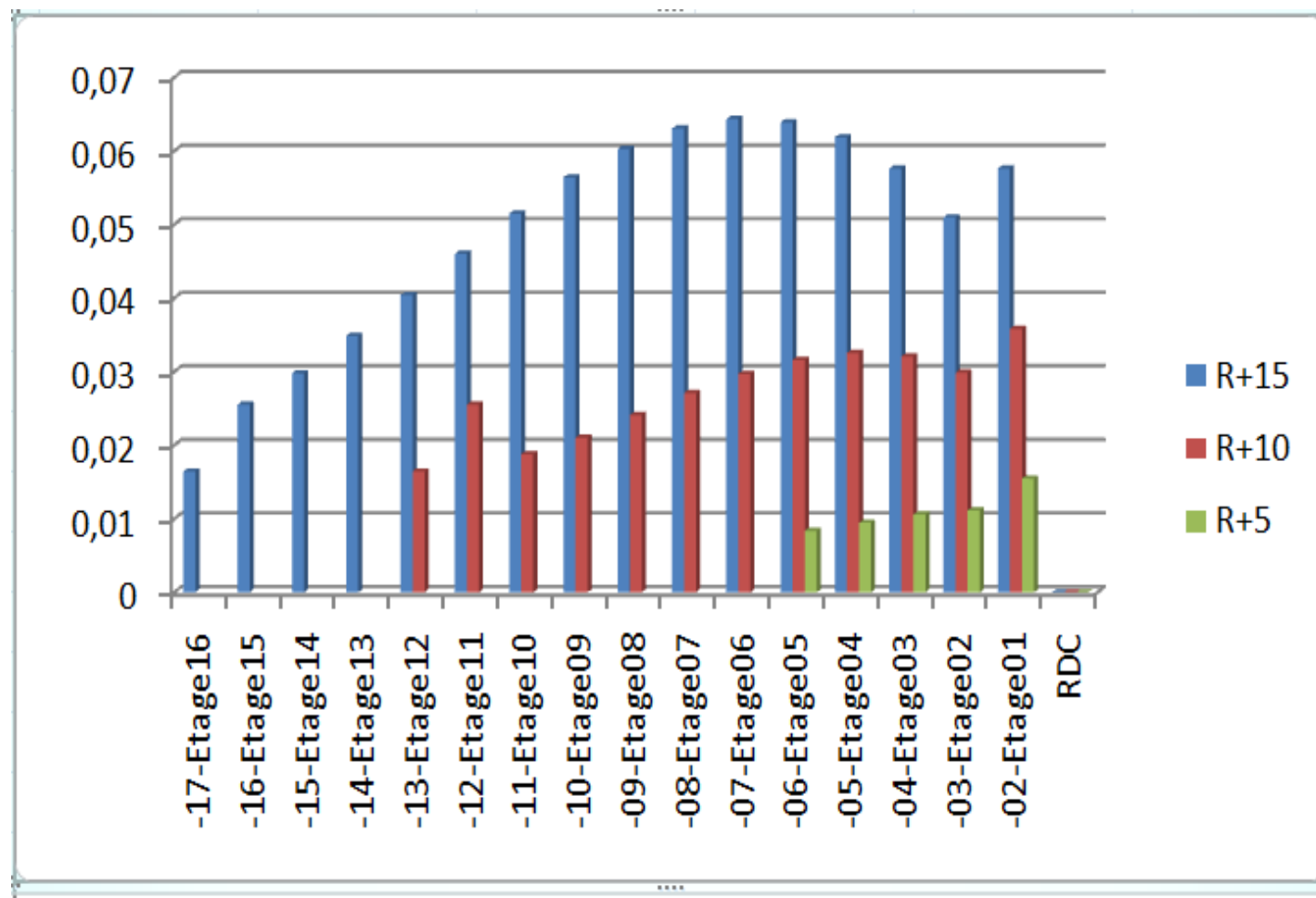
VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT - N (KN)

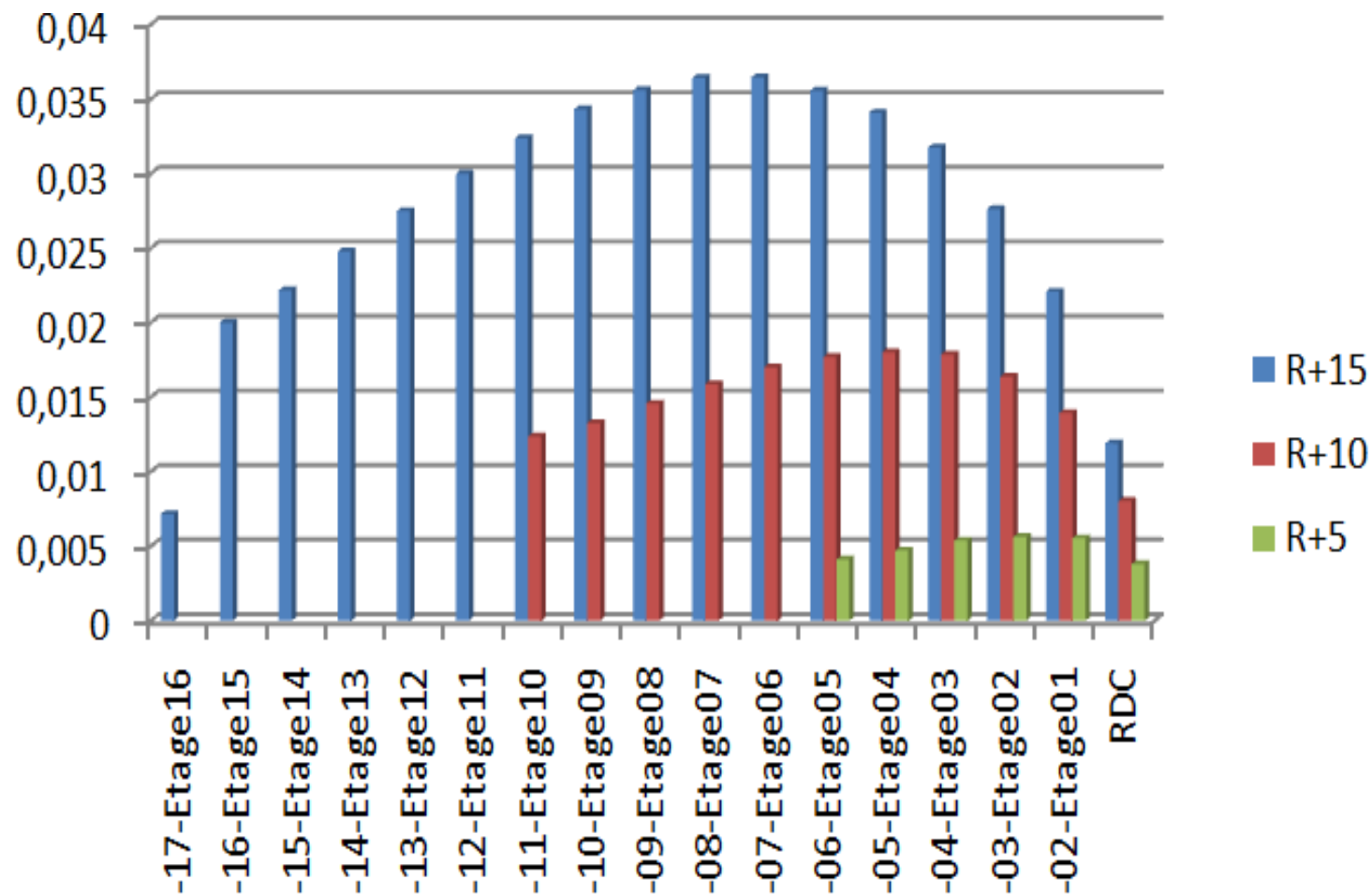


VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS X-X

R+15						R+10					
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation	N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation
Etage16	3644,9181	0,01722	1249,087	0,01642	Vérifié	étage10	7720,5042	0,02105	2830,8009	0,01876	Vérifié
Etage15	11375,0071	0,02367	3447,4926	0,02553	Vérifié	étage09	15441,0084	0,02214	5311,5079	0,02103	Vérifié
Etage14	18949,7976	0,02475	5149,6683	0,02977	Vérifié	Etage08	23326,7338	0,02307	7308,8803	0,02407	Vérifié
Etage13	26524,588	0,02598	6462,6282	0,03485	Vérifié	Etage07	31212,4593	0,02385	8989,1958	0,02706	Vérifié
Etage12	34099,3785	0,02724	7512,1135	0,04041	Vérifié	Etage06	39098,1847	0,02421	10419,0163	0,02969	Vérifié
Etage11	41819,8827	0,02823	8381,4014	0,04603	Vérifié	Etage05	47168,6389	0,02392	11670,0307	0,03160	Vérifié
Etage10	49540,3868	0,02907	9140,4104	0,05148	Vérifié	Etage04	55239,0931	0,02302	12771,0348	0,03254	Vérifié
Etage09	57260,891	0,02967	9844,2043	0,05639	Vérifié	Etage03	63309,5473	0,02123	13711,2489	0,03203	Vérifié
Etage08	65146,6165	0,02981	10532,9222	0,06026	Vérifié	Etage02	71562,604	0,01849	14481,3755	0,02986	Vérifié
Etage07	73032,3419	0,02966	11225,1558	0,06305	Vérifié	Etage01	81283,8347	0,02724	15155,7636	0,03580	Vérifié
Etage06	80918,0674	0,02902	11929,0716	0,06433	Vérifié	RDC	91005,0602	0,00000	15478,0517	0,00000	Vérifié
Etage05	88988,5216	0,02778	12646,8341	0,06387	Vérifié						
Etage04	97058,9757	0,02603	13347,5741	0,06186	Vérifié						
Etage03	105129,4299	0,02346	13994,0106	0,05760	Vérifié						
Etage02	113382,4866	0,02005	14573,2743	0,05097	Vérifié						
Etage01	123103,7	0,02	15108,7	0,05	Vérifié						
RDC	132824,9429	0,00000	15349,9	0,00	Vérifié						
R+5											
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation						
Etage05	8070,4542	0,01069	3383,2938	0,00833	Vérifié						
Etage04	16140,9084	0,01119	6233,2137	0,00947	Vérifié						
Etage03	24211,3626	0,01118	8358,9769	0,01058	Vérifié						
Etage02	32464,4193	0,01045	9958,6484	0,01113	Vérifié						
Etage01	42185,65	0,01685	11270,9437	0,01546	Vérifié						
RDC	51906,8755	0,00000	11897,5231	0,00000	Vérifié						

VERIFICATION DES EFFETS P-Δ SENS Y-Y											
R+15						R+10					
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation	N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation
Etage16	3644,9181	0,00771	1281,9587	0,00716	Vérifié	Etage10	7720,5042	0,01719	3508,7524	0,01236	Vérifié
Etage15	11375,0071	0,02024	3762,5073	0,02000	Vérifié	Etage09	15441,0084	0,01795	6823,383	0,01327	Vérifié
Etage14	18949,7976	0,02082	5814,6548	0,02218	Vérifié	Etage08	23326,7338	0,01834	9603,9018	0,01456	Vérifié
Etage13	26524,588	0,02133	7463,3978	0,02477	Vérifié	Etage07	31212,4593	0,01864	11975,3781	0,01587	Vérifié
Etage12	34099,3785	0,02177	8823,1951	0,02749	Vérifié	Etage06	39098,1847	0,01859	13983,9347	0,01699	Vérifié
Etage11	41819,8827	0,02194	9996,8569	0,03000	Vérifié	Etage05	47168,6389	0,01803	15700,0682	0,01770	Vérifié
Etage10	49540,3868	0,02208	11044,6266	0,03236	Vérifié	Etage04	55239,0931	0,01714	17165,01	0,01802	Vérifié
Etage09	57260,891	0,02200	11993,5516	0,03433	Vérifié	Etage03	63309,5473	0,01586	18367,5769	0,01786	Vérifié
Etage08	65146,6165	0,02156	12888,7433	0,03560	Vérifié	Etage02	71562,604	0,01352	19317,949	0,01636	Vérifié
Etage07	73032,3419	0,02100	13759,5841	0,03642	Vérifié	Etage01	81283,8347	0,01408	20127,6621	0,01394	Vérifié
Etage06	80918,0674	0,02012	14597,91	0,03645	Vérifié	RDC	91005,0602	0,00739	20518,1443	0,00803	Vérifié
Etage05	88988,5216	0,01883	15396,9545	0,03557	Vérifié						
Etage04	97058,9757	0,01735	16145,5553	0,03409	Vérifié						
Etage03	105129,4299	0,01555	16825,5457	0,03175	Vérifié						
Etage02	113382,4866	0,01299	17423,2514	0,02763	Vérifié						
Etage01	123103,7174	0,01315	17963,8118	0,02208	Vérifié						
RDC	132824,9429	0,00667	18221,3021	0,01191	Vérifié						
R+5											
N	Pk(KN)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ _k	Observation						
Etage05	8070,4542	0,00519	3329,5104	0,00411	Vérifié						
Etage04	16140,9084	0,00561	6273,7978	0,00471	Vérifié						
Etage03	24211,3626	0,00578	8492,8985	0,00538	Vérifié						
Etage02	32464,4193	0,00541	10181,2154	0,00564	Vérifié						
Etage01	42185,65	0,00621	11612,1091	0,00553	Vérifié						
-RDC	51906,8755	0,00370	12357,4767	0,00381	Vérifié						

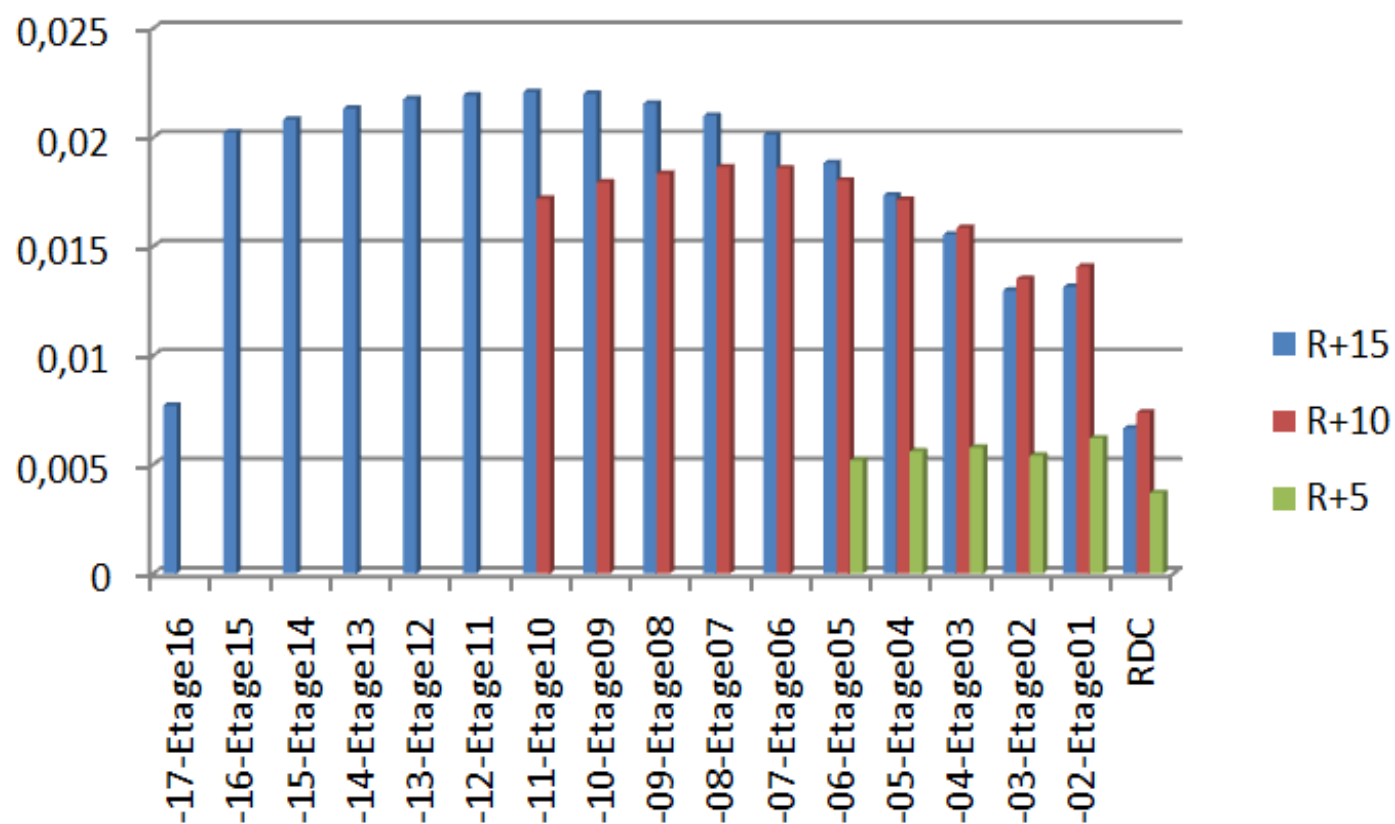
VERIFICATION DES EFFETS P- Δ SENS X-X

VERIFICATION DES EFFETS P- Δ SENS Y-Y

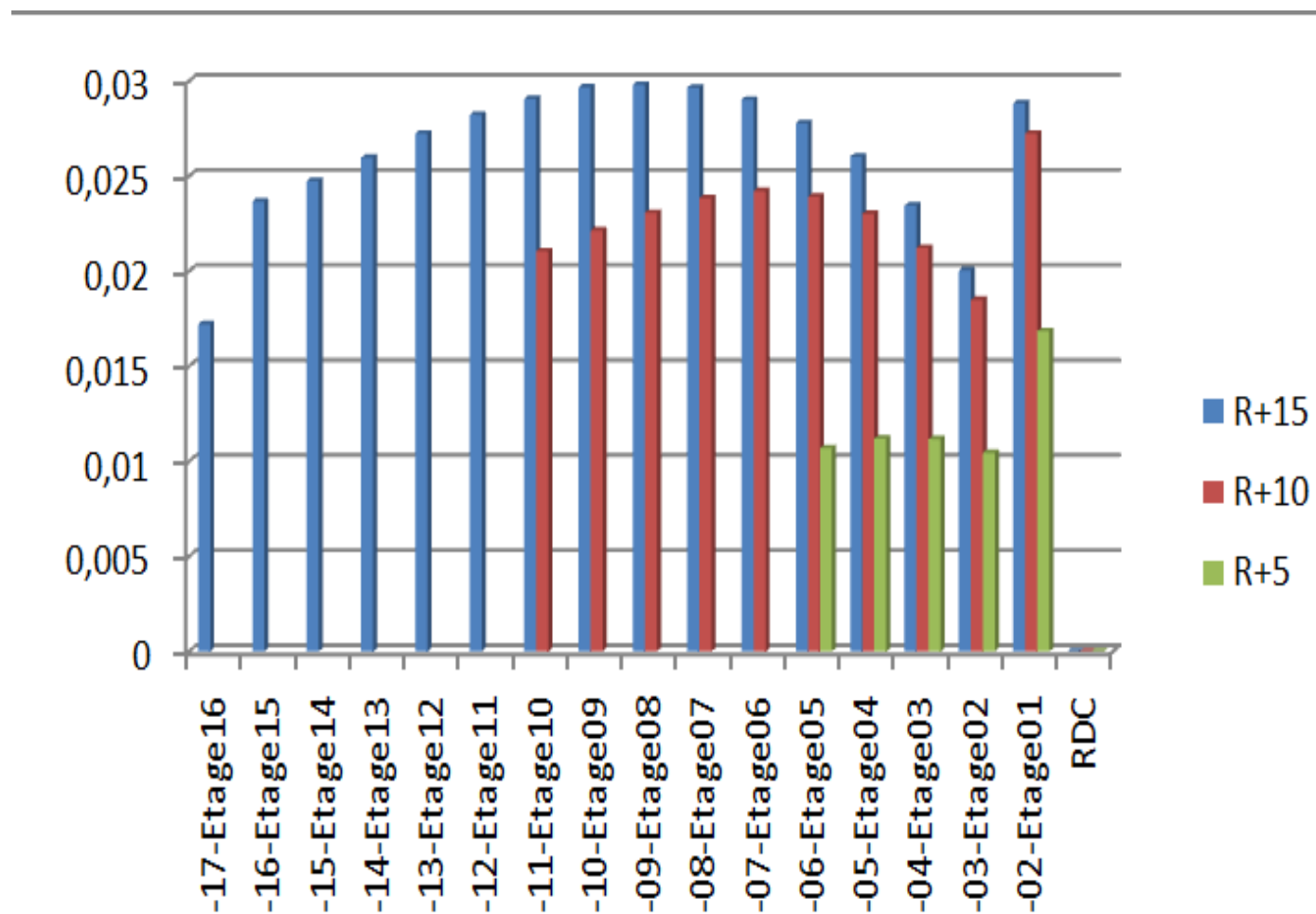
VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS X-X											
R+15						R+10					
N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation	N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation
Etage16	0,112129	0,42048	0,40326	0,01722	Vérifié	Etage10	0,060859	0,22822	0,20717	0,02105	Vérifié
Etage15	0,107536	0,40326	0,37959	0,02367	Vérifié	Etage09	0,055246	0,20717	0,18503	0,02214	Vérifié
Etage14	0,101223	0,37959	0,35483	0,02475	Vérifié	Etage08	0,049342	0,18503	0,16196	0,02307	Vérifié
Etage13	0,094622	0,35483	0,32885	0,02598	Vérifié	Etage07	0,043189	0,16196	0,13811	0,02385	Vérifié
Etage12	0,087694	0,32885	0,30161	0,02724	Vérifié	Etage06	0,036829	0,13811	0,11390	0,02421	Vérifié
Etage11	0,08043	0,30161	0,27338	0,02823	Vérifié	Etage05	0,030372	0,11390	0,08997	0,02392	Vérifié
Etage10	0,072902	0,27338	0,24432	0,02907	Vérifié	Etage04	0,023993	0,08997	0,06695	0,02302	Vérifié
Etage09	0,065151	0,24432	0,21465	0,02967	Vérifié	Etage03	0,017854	0,06695	0,04572	0,02123	Vérifié
Etage08	0,05724	0,21465	0,18484	0,02981	Vérifié	Etage02	0,012193	0,04572	0,02724	0,01849	Vérifié
Etage07	0,04929	0,18001	0,15518	0,02	Vérifié	Etage01	0,007263	0,02	0,00000	0,02	Vérifié
Etage06	0,041382	0,15518	0,12616	0,02902	Vérifié	RDC	0	-	0,00000	-	Vérifié
Etage05	0,033643	0,12616	0,09839	0,02778	Vérifié						
Etage04	0,026236	0,09839	0,07235	0,02603	Vérifié						
Etage03	0,019294	0,07235	0,04889	0,02346	Vérifié						
Etage02	0,013037	0,04889	0,02884	0,02005	Vérifié						
Etage01	0,007691	0,02884	0,00000	0,02884	Vérifié						
RDC	0	-	0,00000	-	Vérifié						
R+5											
N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation						
Etage05	0,016093	0,06035	0,04966	0,01069	Vérifié						
Etage04	0,013243	0,04966	0,03848	0,01119	Vérifié						
Etage03	0,01026	0,03848	0,02730	0,01118	Vérifié						
Etage02	0,007279	0,02730	0,01685	0,01045	Vérifié						
Etage01	0,004493	0,01685	0,00000	0,01685	Vérifié						
RDC	0	-	0,00000	-	Vérifié						

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS Y-Y											
R+15						R+10					
N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation	N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation
Etage16	0,08136	0,30510	0,29739	0,00771	Vérifié	Etage10	0,047124	0,17672	0,15952	0,01719	Vérifié
Etage15	0,079305	0,29739	0,27715	0,02024	Vérifié	Etage09	0,042539	0,15952	0,14157	0,01795	Vérifié
Etage14	0,073907	0,27715	0,25633	0,02082	Vérifié	Etage08	0,037753	0,14157	0,12323	0,01834	Vérifié
Etage13	0,068354	0,25633	0,23500	0,02133	Vérifié	Etage07	0,032862	0,12323	0,10460	0,01864	Vérifié
Etage12	0,062667	0,23500	0,21323	0,02177	Vérifié	Etage06	0,027892	0,10460	0,08600	0,01859	Vérifié
Etage11	0,056862	0,21323	0,19129	0,02194	Vérifié	Etage05	0,022934	0,08600	0,06798	0,01803	Vérifié
Etage10	0,051011	0,19129	0,16922	0,02208	Vérifié	Etage04	0,018127	0,06798	0,05084	0,01714	Vérifié
Etage09	0,045124	0,16922	0,14721	0,02200	Vérifié	Etage03	0,013557	0,05084	0,03498	0,01586	Vérifié
Etage08	0,039257	0,14721	0,12566	0,02156	Vérifié	Etage02	0,009329	0,03498	0,02147	0,01352	Vérifié
Etage07	0,033509	0,12566	0,10466	0,02100	Vérifié	Etage01	0,005725	0,02147	0,00739	0,01408	Vérifié
Etage06	0,02791	0,10466	0,08454	0,02012	Vérifié	RDC	0,00197	0,00739	0,00000	0,00739	Vérifié
Etage05	0,022544	0,08454	0,06571	0,01883	Vérifié						
Etage04	0,017522	0,06571	0,04836	0,01735	Vérifié						
Etage03	0,012895	0,04836	0,03281	0,01555	Vérifié						
Etage02	0,008749	0,03281	0,01982	0,01299	Vérifié						
Etage01	0,005284	0,01982	0,00667	0,01315	Vérifié						
RDC	0,001778	0,00667	0,00000	0,00667	Vérifié						
R+5											
N	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Observation						
Etage05	0,008507	0,03190	0,02671	0,00519	Vérifié						
Etage04	0,007122	0,02671	0,02110	0,00561	Vérifié						
Etage03	0,005627	0,02110	0,01532	0,00578	Vérifié						
Etage02	0,004086	0,01532	0,00991	0,00541	Vérifié						
Etage01	0,002643	0,00991	0,00370	0,00621	Vérifié						
RDC	0,000987	0,00370	0,00000	0,00370	Vérifié						

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS X-X



VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS AU SENS Y-Y



VII.2. Observation des résultats

L'étude comparative menée sur trois structures de hauteurs différentes — R+5, R+10 et R+15 — met en évidence des tendances significatives concernant le comportement sismique des bâtiments. La **force sismique totale** (V) croît proportionnellement à la hauteur de la structure, en passant de 13 765,7 kN pour R+5 à 19 187,35 kN pour R+15. Cette évolution s'explique principalement par l'augmentation du poids propre de l'édifice et par l'accroissement de son inertie globale.

Les **périodes propres** des structures varient également selon la hauteur : de 0,363 s pour R+5 à 1,373 s pour R+15. Ce résultat confirme que les structures hautes présentent une plus grande souplesse, ce qui les rend plus sensibles aux sollicitations dynamiques. La **participation massique** est majoritairement concentrée sur les premiers modes, avec plus de 69 % dès le mode fondamental pour tous les cas étudiés, ce qui confirme que l'essentiel de la réponse sismique est capté dès les premiers modes.

L'analyse de l'**effort normal réduit** (N/N_{rd}) montre que toutes les sections verticales adoptées vérifient les conditions de résistance imposées. Pour R+15, par exemple, la valeur maximale est de 0,34, bien inférieure à l'unité, ce qui garantit la stabilité verticale de la structure.

En ce qui concerne les **effets P- Δ** , on observe une amplification progressive avec l'élévation du bâtiment. Les valeurs de θ_k augmentent avec la hauteur, atteignant environ 0,064 pour R+15, contre 0,036 pour R+10 et 0,015 pour R+5. Néanmoins, tous les résultats restent inférieurs aux limites réglementaires, témoignant d'un bon comportement en stabilité globale.

Enfin, les **déplacements inter-étages** Δ_k suivent la même tendance : bien qu'ils augmentent avec la hauteur du bâtiment (0,016 cm pour R+5 contre près de 0,030 cm pour R+15), ils restent toujours conformes aux exigences normatives.

VII.3. Interprétation des résultats

L'étude comparative réalisée sur trois structures de hauteurs différentes — R+5, R+10 et R+15 — met en évidence des tendances cohérentes et significatives quant à leur comportement sismique. Chaque observation est justifiée par les principes fondamentaux de la dynamique des structures.

1. Force sismique totale (V)

On observe une augmentation progressive de la force sismique totale appliquée à la base :

R+5	R+10	R+15
13 765,7 kN	16 476,2 kN	19 187,35 kN

Cette évolution s'explique par l'augmentation du poids propre total de la structure (lié au nombre de niveaux) ainsi que par la montée en inertie, qui accentue la résistance et donc l'ampleur des sollicitations sismiques transmises.

2. Période propre (T)

Les périodes fondamentales augmentent également avec la hauteur :

R+5	R+10	R+15
0,363	0,743	1,373

Les structures plus hautes présentent une souplesse accrue, ce qui se traduit par des périodes plus longues. Cette flexibilité les rend plus sensibles aux composantes basses fréquences du spectre sismique.

Les résultats obtenus confirment que la hauteur du bâtiment constitue un paramètre déterminant dans l'évaluation de la réponse sismique. En effet, à mesure que le nombre d'étages augmente, la structure devient plus souple, les sollicitations dynamiques s'accroissent, et les effets secondaires, tels que l'effet P- Δ , deviennent plus significatifs. Cette évolution engendre une redistribution plus complexe des efforts, en particulier dans les étages intermédiaires et supérieurs, où les contraintes combinées sont plus marquées.

Pour les bâtiments de faible hauteur, comme le R+5, la méthode statique équivalente reste globalement suffisante, car les sollicitations et les déplacements observés demeurent modérés et bien contenus dans les limites normatives. En revanche, pour les structures plus élevées, comme le R+10 et le R+15, une analyse dynamique modale devient indispensable. Elle permet de prendre en compte l'amplification des effets dynamiques, de capter les modes supérieurs de vibration et d'évaluer plus finement les réponses de la structure.

Par ailleurs, le dimensionnement progressif des éléments porteurs selon la hauteur du bâtiment a permis de répondre aux exigences de sécurité structurelle. L'ajustement des sections de poteaux en fonction des niveaux garantit à la fois une capacité portante suffisante et un contrôle efficace des déformations, assurant ainsi une optimisation structurelle cohérente avec les principes du génie parasismique.

VII.4. Conclusion

L'ensemble des analyses démontre que la méthode de calcul parasismique doit impérativement être choisie en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure. Si l'analyse statique peut suffire pour des bâtiments bas, l'analyse dynamique devient incontournable pour les structures de hauteur moyenne et élevée. Cette étude met ainsi en évidence la relation directe entre la hauteur d'un bâtiment et son comportement sismique, en termes de forces internes, de déplacements, et de stabilité.

Toutes les vérifications effectuées (efforts normaux, effets P- Δ , déplacements inter-étages) étant satisfaisantes, il apparaît que les structures étudiées sont conformes aux normes parasismiques algériennes, tant sur le plan de la résistance que de la stabilité globale. Ce travail illustre de manière concrète l'importance de l'analyse dynamique dans la conception parasismique des bâtiments, et ouvre la voie à une approche plus rationnelle et performante du dimensionnement en zone sismique.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études fût le couronnement d'un enseignement très profitable et fructueux durant les cinq années d'études à UNIVERSITE SAAD DAHLEB. Il constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises.

Le travail présenté est en premier lieu une expérience très enrichissante et une rétrospective des véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à prendre en considération. De ce fait, il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours enseignés et d'acquérir des connaissances supplémentaires sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur.

Dans ce modeste mémoire, une première justification vis-à-vis de la résistance et la stabilité de la structure est prise en considération par le prédimensionnement des éléments. Une étape qui constitue un point de départ avec des estimations des dimensions minimales à considérer. En outre, la connaissance du comportement de la structure sous différents chargements ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. L'analyse tridimensionnelle d'une structure aussi complexe soit elle est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul qui nous permet de gagner du temps d'une part, et garantir la qualité des résultats obtenus d'autre part.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Du point de vue technique, la variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts, chose qui nous a permis d'affirmer que le bâtiment est correctement conçu et dimensionné. En d'autres termes, c'est un bâtiment qui respecte les normes en vigueur en Algérie RPA2024)

Par ailleurs, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles porteurs, nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est soumis.

Ce projet de fin d'études, nous a permis d'acquérir un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, comme par exemple, résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] RPA2024 (Règles Parasismiques Algériennes 2024). Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [2] CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [3] DTR B.C.2-2) Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation(, 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.

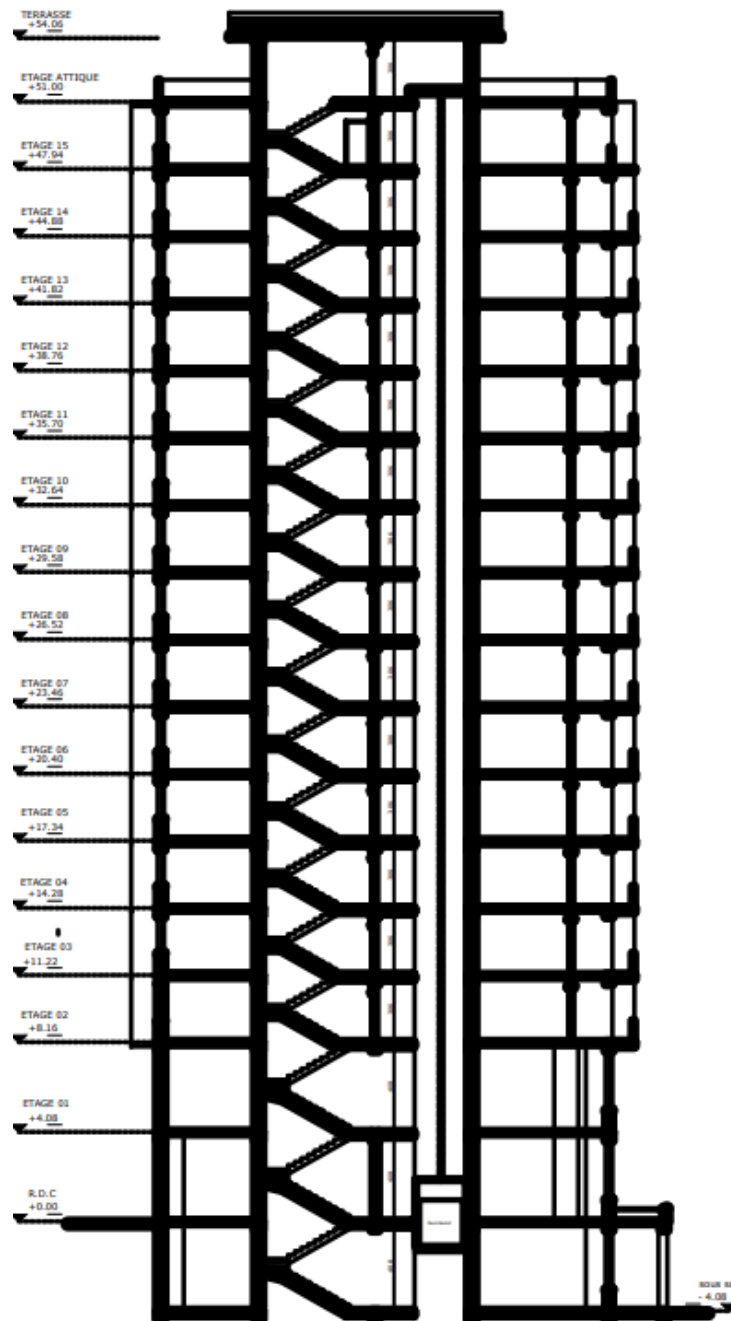
Documentation :

- [5] **M.DIFFALLAH ,M. BOUDRIES** (ETUDE D'UN HOTEL R+12+01SSOL CONTREVENTÉ PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES AVEC UNE ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES RESULTATS DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 ET ETABS 20.1.0) UNIVERSITÉ DE BLIDA 1.
- [6] **M.BELBAHAR,M. CHERBAL** (ETUDE D'UN BATIMENTS (R+15+2SS+2ES) STABILISE PAR DES VOILES EN BETON ARME) ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.
- M. GUERGOURI ,M. AMADOU** (ETUDE D'UN BATIMENTS A USAGE D'HABITATION R+15) UNIVERSITE 08 MAI 1945 DE GUELMA.

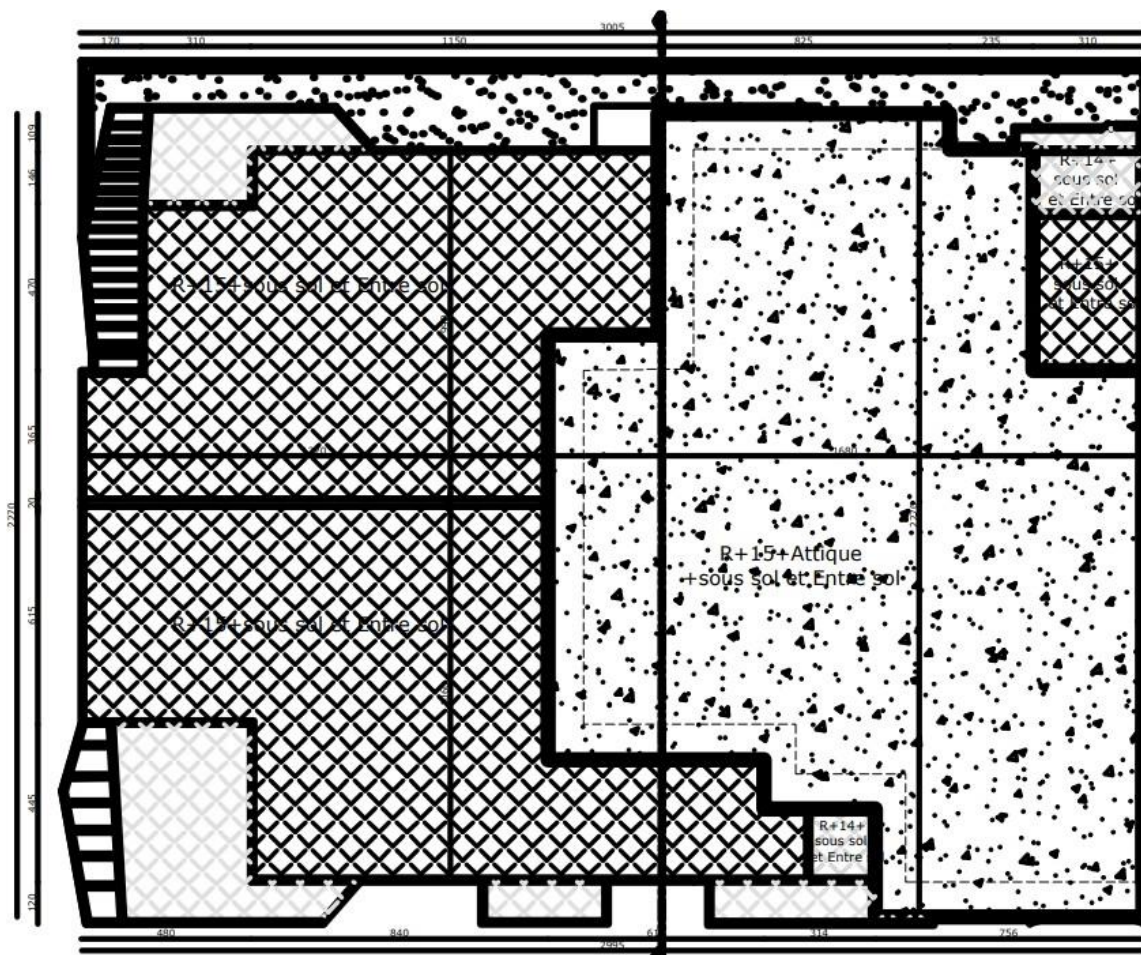
Logiciels :

Autodesk ETABS Version 18.1.1
Expert BA Autodesk, 2010.
SOCOTAC Autodesk.
AutoCAD 2021.
Microsoft office Word 2019.
Microsoft office Excel 2019.

ANNEXE A



Coupe verticale du bâtiment



Plan terrasse

ANNEXE B

Organigramme Flexion Simple

Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right)\right\} & \text{pour FP} \\ \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

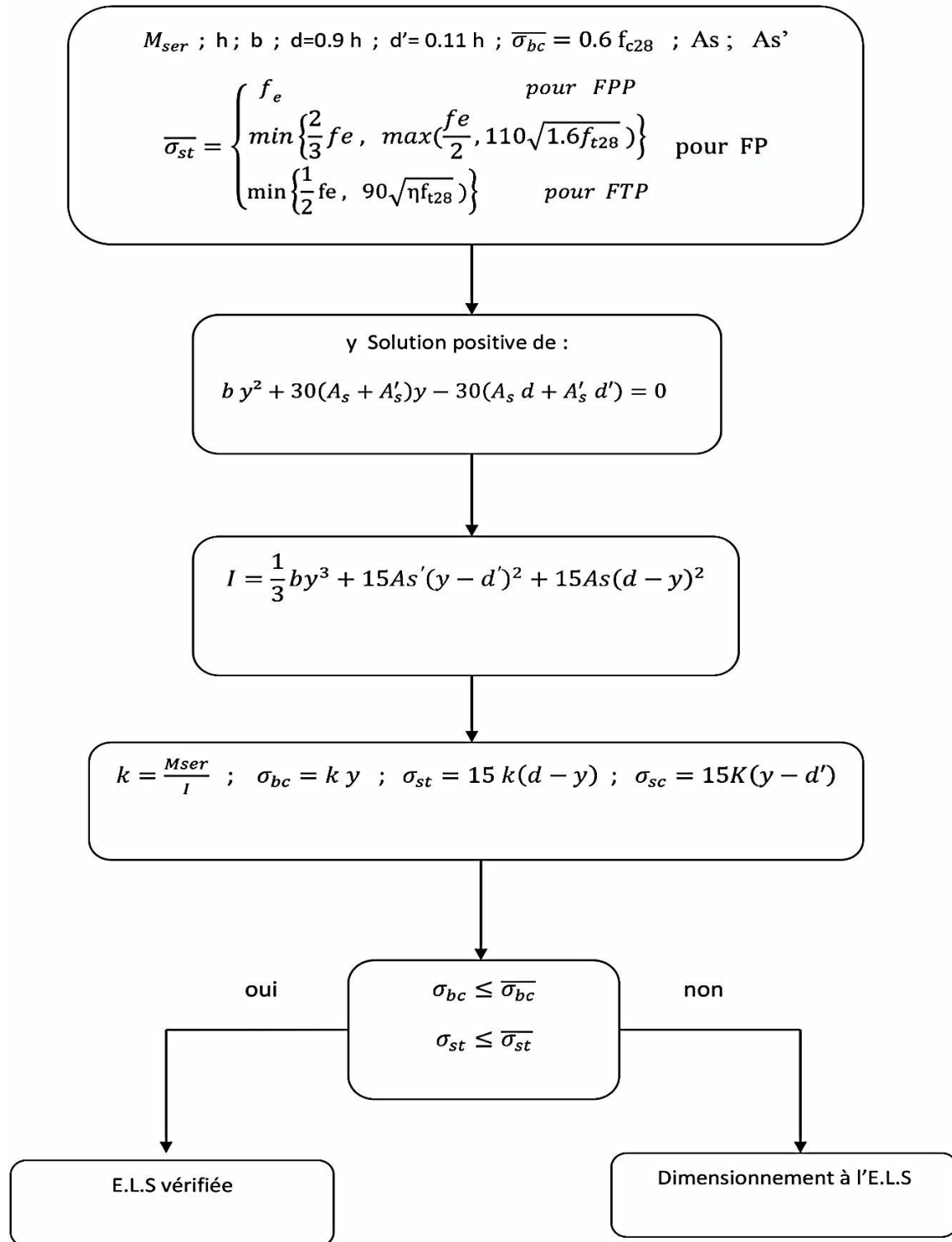
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

Vérification à E.L.S



Organigramme Flexion Composé

