



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Génie Civil

Option: Matériaux en génie civil

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE D'HABITATION EN BETON ARME

❖ Dirigé par :

- M^{me}. Hachem Rafika Encadrée
- Mr. Labiodh Bachir Président
- Mr. Masmoudi Fawzi Examineur

❖ Présenté par :

- Khadem Sadok
- Bahi Mohammed Elaid
- Houry Ibtissam
- Allag Nacer

Année Universitaire : 2022/2023



Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier الله de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le parions toujours qu'il soit à nos côtés.

Ce Modest projet n'aurait pu être réalisée sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

❖ **M^{me} Hachem Rafika** : (notre encadrée)

Nous ne trouvons pas de mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos sincères remerciements à notre superviseur pour le conseil que vous nous avez donnés, pour confiance que vous nous avez accordée et la patience dont vous avez fait preuve. Il s'agissait d'une contribution précieuse à l'achèvement de ce projet.

❖ **Mr. Mouhadjer Mohsen** (Ingénieur GC)

Les mots ne peuvent exprimer mes remerciements et ma gratitude au frère, ami et ingénieur civil qui mérite ce certificat pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont aidés à mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup pour lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse et augmente ses connaissances.

Nous remercions également les honorables professeurs qui nous ont aidés avec beaucoup ou un peu pour accomplir ce projet, à savoir : (Mr. Labiodh Bachir. Mr. Masmoudi Fawzi. Mr. Farik Ali)

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL D'Université d'El-Oued pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amies pour leur soutien moral et tous ceux qui nous chers.



Dédicace

Après ces années d'étude et de persévérance sérieuse, il n'y a rien de mieux que de dédier cet humble travail à ceux que l'on aime et de les remercier pour leur exprimer notre gratitude.

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

- Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifient pour moi jusqu'à la fin de ma formation.
- Toute ma famille
- Mes amies
- A toute la promotion 2023.
- Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A mon encadrée Mme : **R . Hachem**

Table des matières

Remerciements	I
Dédicace	II
Table des matières	III
Liste des figures	III
Liste des tableaux	III
Liste des symboles	III
المخلص	III
Résumé	III
Abstrct	III
Introduction générale	III
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux	
I.1- Introduction	2
I.2-Présentation du projet	2
I.3-Caractéristiques géométriques	2
I.4-Description de l'ossature	2
I.5-Données sismique de la structure	3
I.6-Règles et Hypothèses de calcul	4
I.7-Les matériaux	6
I.7.1-Béton	6
I.7.2-L'acier	10
Chapitre II : Pre-Dimensionnement Des Elements Structuraux	
II.1 Introduction	14
II.2-Les plancher	14
II.3-Les poutres	17
II.3.1-Les poutres principales	17
II.3.2-les poutres secondaire	18
II.4-Les voiles	20
II.5-Des escaliers	21
II.6-L'acrotère	24
II.7-Descentes des charges	25
II.8-Calcul l'effort ultime Nu	30
II.8.1-Détermination N_G	30
II.8.2-Determination N_Q	32
II.9-Les Poteaux	33
Chapitre III : Etude Des Éléments Secondaire	
III.1-Introduction	36

III.2- Etude de L'acrotère	36
III.2.1-Définition	36
III.2.2-Hypothèse de calcul	36
III.2.3-Action sismique	37
III.2.4-Détermination des sollicitations	37
III.2.5-Ferraillage de l'acrotère	37
III.2.6-Vérification	39
III.3- Etude de Balcons	43
III.3.1-Définition	43
III.3.2-Détermination des charges et surcharges	43
III.3.3-Calcul des sollicitations	44
III.3.4-Ferraillage à l'ELU	44
III.3.5-Vérification à l'ELU	46
III.3.6-Vérification à l'ELS	47
III- 3.7-Etat limite d'ouverture des fissures	47
III.4-Etude d'escalier	49
III.4.1-Principe de calcul	49
III.4.2-Efforts internes	50
III.4.3-Calcul du ferraillage	53
III.4.4- Calcul du ferraillage	55
III.4.5-Vérification de l'effort tranchant	57
III.4.6- Vérification a l'ELS	57
III.4.7- Vérification de la flèche	57
III.5-Etude de la poutre palière	59
III.5.1- Prédimensionnement de la poutre palière	59
III.5.2- Evaluation des charges	60
III.5.3- Calcul à l'ELU	60
III.5.4- Le ferraillage	61
III.5.5- Vérification à l'ELU	62
III.5.6- Vérification à l'ELS	63
III.5.7- Vérification de la flèche	63
III.5.8-Calcul de la poutre palière à la torsion	63
III.5.9- Calcul de la contrainte de cisaillement	64
III.5.10-Calcul des armatures équilibrées à la torsion	64
III.6-Etude du plancher	66
III.6.1-Introduction	66
III.6.2-Etude des poutrelles	66
III.6.3-Détermination des sollicitations des poutrelles	67
III.6.4-Dimensionnement des poutrelles	68

III.6.5-Application de la méthode	69
III.6.5.1-Plancher terrasse	69
III.6.5.1.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU	69
III.6.5.1.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS	71
III.6.5.2-Plancher Etage	74
III.6.5.2.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU	74
III.6.5.2.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS	76
III.6.6-Calcul du ferrailage	79
III.6.7-Vérification à l'ELU	81
III.6.8-Vérification à l'ELS	83
III.6.9-Evaluation de la flèche	84
III.7.Dalle de compression	88
Chapitre IV : Etude Sismique Et Dynamique	
IV.1-Introduction	91
IV.2- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	91
IV.3- Spectre de réponse de calcul	91
IV.4- Calcul de force sismique total	92
IV.4.1-Méthode statique équivalent	92
IV.4.2-Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires	96
IV.4.2.1-choix de disposition des voiles	96
IV.4.2.2-Les schémas des trois premiers modes de vibration	98
IV.4.2.3-L'effort sismique à la base	100
IV.4.3-Justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs	101
IV.4.3.1-Vérification des déplacements	102
IV.4.3.2-Justification de l'effort $p-\delta$	102
IV.4.4-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	103
IV.5-Caractéristique géométrique et massique	105
IV.5.1-Introduction	105
IV.5.2-Centre de masse	105
IV.5.3-Centre de torsion	106
IV.5.4-Excentricité	107
IV.5.5-L'excentricité accidentelle	107
IV.6-Conclusion	107
Chapitre V : Etude Des Éléments Structuraux	
V.1-Introduction	109
V.1.1- Etude des poutres	109
V.1.2-Ferrailage des poutres	109
V.1.3-Ferrailage de la poutre principale	110
V.1.3-Vérification à ELS	112

V.1.4-Vérification de la flèche	114
V.1.5-Ferraillage de la poutre secondaires	114
V.1.6-Vérification à ELS	116
V.1.7-Vérification de la flèche	118
V.2-Etude des poteaux	119
V.2.1-Calcul le ferraillage poteau	122
V.3.-Etude des voiles	130
V.3.1-Introduction	130
V.3.2-Etude de la section soumise à la flexion composée	131
V.3.3-Prédimensionnement des voiles	134
V.3.4-Calcul le ferraillage des voiles	136
V.3.4.1-Calcul des armatures verticales	136
V.3.4.2-Vérification au cisaillement	139
V.3.5-Calcul de ferraillage horizontal	140
Chapitre VI : Etude Des Fondations	
VI.1-Introduction	143
VI.2-Dimensionnement de la semelle	144
VI.2.1-Vérification de type de la semelle	144
VI.3-Semelle isolée	144
VI.3.1-Détermination des dimensions de semelle	144
VI.3.2-Condition de rigidité	145
VI.3.3-Calcul le ferraillage	145
VI.3.4-Calcul de la hauteur libre h'	146
VI.3.5-Calcul l'espacement de cadres	146
VI.4.-La semelle filante sous voiles	147
VI.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile VT1	147
VI.4.2- Calcul le ferraillage	148
VI.5-Etude de longrine	150
VI.5.1-Définition	150
VI.5.2-Dimensionnement de la longrine	150
VI.5.3-Ferraillage de la longrine	150

Liste des figures

Figure	Nom de figure	Page
Figure I.1	Diagramme de règle des trois pivots	5
Figure I.2	Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU	8
Figure I.3	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	8
Figure I.4	Diagramme contraintes – déformations de l'acier	12
Figure II.1	Les éléments principaux d'un plancher à corps creux	14
Figure II.2	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II.3	Coupe transversale d'une poutrelle	16
Figure II.4	Section d'une poutre en béton armé	17
Figure II.5	Pré dimensionnement des poutres	19
Figure II.6	Coupe des voiles en élévation	20
Figure II.7	Coupe de voile en plan	21
Figure II.8	Schéma d'escalier	22
Figure II.9	Schématisation de l'acrotère	24
Figure.II.10	plancher terrasse inaccessible	26
Figure II.11	Plancher étages courants + RDC	27
Figure.II.12	plancher dalle pleine	28
Figure II.13	Surface d'influence du poteau	30
Figure III.1	Dimension de l'acrotère	36
Figure III.2	Schéma de calcul de l'acrotère	38
Figure.III.3	Schéma de ferrailage de l'acrotère	42
Figure III.4	Balcons	43
Figure.III.5	Section de la dalle pleine a ferrailé	45
Figure III.6	Coupe de balcon	48
Figure III.7	Schéma statique d'escalier	50
Figure III.8	section de calcul	51
Figure III.9	section de calcul	51
Figure III.10	Diagrammes des moments	52
Figure III.11	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU	53
Figure III.12	Section a ferrailé	53
Figure III.13	schéma statique d'escalier type 2	55
Figure III.14	Ferrailage d'escalier type 1 et 2	58
Figure III.15	Shéma statique de la poutre palière	59
Figure III.16	Diagramme de M et T à l'ELU	61
Figure III.17	Schéma ferrailage de poutre palière	65
Figure III.18	Schéma du 1 ^{ere} type de poutrelle	68

Figure III.19	Schéma du 2 ^{ere} type de poutrelle	68
Figure III.20	Schéma statique de calcul	69
Figure III.21	Ferraillages des poutrelles	87
Figure III.22	Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	89
Figure IV.1	Structure avec le voile	96
Figure IV.2	1 ^{ème} mode induit par la 2 ^{ere} disposition des voiles translation suivant l'axes (yy')	98
Figure IV.3	2 ^{ème} mode induit par la 2 ^{ere} disposition des voiles translation suivant l'axes (xx')	99
Figure IV.4	Mode 3 induit par la 2 ^{ème} disposition des voiles	99
Figure V.1	Schéma du ferraillage des poutres	118
Figure V.2	Ferraillage du poteau	129
Figure.V.3	Voile soumis à la flexion composée	130
Figure V.4	Section partiellement comprimée	131
Figure.V.5	Section entièrement tendue	132
Figure V.6	Section entièrement comprimée	133
Figure V.7	disposition des armatures verticales dans les voiles	135
Figure.V.8	Schéma statique des contraintes	137
Figure.V.10	Ferraillage de voile 20cm	141
FigureVI.1	Disposition des armatures d'une semelle isolée	147
FigureVI.2	Ferraillage de la semelle filante	149
FigureVI.3	Ferraillage de longrine	151

Liste des tableaux

Tableau	Titre de tableau	page
Tableau I.1	Caractéristique mécanique des aciers	10
Tableau I.2	Caractère d'adhérence des aciers	11
Tableau II.1	Evaluation des charge permanentes du plancher terrasse	26
Tableau II.2	Evaluation des charge permanents du Planchers : RDC et étage courant	27
Tableau II.3	Evaluation des charge permanentes du balcon	28
Tableau II. 4	Evaluation des charges permanente de murs extérieurs	28
Tableau II. 5	Evaluation des charges permanente de palier de repos	29
Tableau II. 6	Evaluation des charges permanente de paillasse de volée	29
Tableau II. 7	Les charges d'exploitation des éléments	29
Tableau II.8	Descente des charges sur poteau centrale	30
Tableau III.1	Tableau des charges et sollicitation de la poutrelle	78
Tableau IV.1	Valeurs du coefficient d'accélération A	92
Tableau IV.2	Valeurs de P_q	95
Tableau IV.3	Périodes et facteurs de participation massique du modèle de la 2 ^{ème} disposition	97
Tableau IV.4	Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens longitudinal	101
Tableau IV.5	Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens transversal	101
Tableau IV.6	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	102
Tableau IV.7	Distribution des déplacements dans le sens transversal	102
Tableau IV.8	Justification de l'effort $p-\delta$: Sens longitudinal	103
Tableau IV.9	Justification de l'effort $p-\delta$: Sens transversal	103
Tableau IV.10	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	104
Tableau IV.11	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	104
Tableau IV.12	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	106
Tableau IV.13	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	106
Tableau IV.14	Distribution des déplacements dans le sens longitudinal	107
Tableau.V.1	Combinaison de calcul de la poutres	110
Tableau.V.2	Caractéristique des matériaux	110
Tableau.V.3	Prédimensionnement des voiles	134
Tableau VI.1	Tableau de ferrailage des semelle	146

Liste des symboles

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

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

Ø : Diamètre des armatures, mode propre

C : Cohésion

η: facteur de correction d'amortissement.

ξ: amortissement critique

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

q : Capacité portante admissible

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

Ffr : Force de frottement.

R : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.

σs : Coefficient de sécurité dans l'acier.

σb : Coefficient de sécurité dans le béton

Ss : Contrainte de traction de l'acier.

σbc : Contrainte de compression du béton.

Tu : Contrainte ultime de cisaillement.

τ: Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération

σsol: Contrainte du sol.

ρ: Masse volumique.

v: Coefficient de poisson de béton.

σm : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente

X : Déformation relative.

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.

St : Espacement.

I : Elancement.

e : Epaisseur ; excentricité

N_q, N_g, N_c : Facteur de portance.

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.

W : Poids total de la structure.

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.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres

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.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

I : Rayons moyen

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

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

d : rapport de l'aire d'acier à l'aire du béton

Y : positions de l'axe neutre

I₀ : Moment d'inertie de la section total homogène.

I_f: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 4 (طوابق + طابق أرضي) مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة، عارضات وجدران مسلحة) هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية إنجاز بناية سكنية ذات أربعة طوابق + طابق أرضي بولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب معايير المقاومة لمزالزل الجزائرية. RPA99/version2003
تم التصميم وفقا لقوانين و معايير المطبقة في الجزائر BAEL91 et RPA99/version2003
الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (ROBOT).
أجريت العمليات الحسابية وفقا للنظمة الجزائرية BAEL91, CBA93, RPA99/Version2003
الكلمات المفتاحية:

البناء - الخرسانة المسلحة - الدراسة الديناميكية - الحساب الإنشائي

Résumé

Thèse Etude d'un bâtiment (R+4 étage) à usage d'habitation

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+4étageà usage d'habitation. Il est implanté à la wilaya Alger. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA-99 /version 2003.

Cet ouvrage est une structure (poteau-poutre et voile), et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 et RPA99/version2003. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT Structural AnalysesProfessional2014.

Les calculs ont été effectuée d'après les règlements algériens : **RPA99/V2003, CBA93, et BAEL 91.**

Mots clés : Bâtiment - Beton Arme - Calcul de Structure. RPA99/V2003- BAEL91

Abstract

Thesis: study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+4 floor) This brief is a study of a residential building with ground floor + four floors located in Alger region, this region is ranked as seismic zone III according to the RPA-99/2003 version

It is a structure (posts, beam and sails) and the pre-dimensioning of structural elements was made according with BAEL91 and RPA99/version2003. The dynamic study of the structure was carried out by the calculation software ROBOT Structural Analysis Professional 2014

The calculations were made according to the Algerian regulations: RPA99/V2003, CBA93, and BAEL 91.

Key words: Building- Reinforced concrete- Calculation of structure- RPA99/V2003- BAEL91

Introduction Generale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans des domaines d'intervention : structures, hydraulique, transport et environnement.

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception. En effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation faible qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour que la sécurité soit assurée.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, BAEL91, RPA99, v2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans le cadre de cette étude, le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+4) à usage d'habitation.

Structure de mémoire :

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 06 chapitres et introduction et conclusion générale.

Chapitre 1 : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques

et de voiles, implanté à Alger, Qui est une Zone de fort sismicité zone I I I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Chapitre 2 : Pre-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Descharges

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93et du BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

Chapitre 3 : Etude Des Éléments Secondaire

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Chapitre 4 : Etude Sismique Et Dynamique

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servons du logiciel ROBOOT.

Chapitre 5 : Etude Des Éléments Structuraux

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, voile ,poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1- Introduction

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté a Alger, Qui est une Zone de fort sismicité zone I I I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003)

I.2-Présentation du projet:

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à Alger, ville située en **zone I I I**. des sismicité fort, selon le règlement parasismique algérien **[RPA99/version2003]**.

I.3-Caractéristiques géométriques

- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 15.9 m
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 15.3 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,6 m
- La largeur de bâtiment est de : 20.2 m
- La longueur de bâtiment est de : 26.9 m

I.4-Description de l'ossature

❖ Ossature et contreventement

Le bâtiment is construit en béton armé et est équipé de portiques, appelés poteaux-poutres, et de voiles. La stabilité de ouvrage doit être principalement assurée par les efforts horizontaux et verticaux causés par les charges permanentes, les charges exploitation et les actions sismiques

❖ Planchers

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- a) Facilité de réalisation.
- b) Les portées de notre projet ne sont pas grandes

c) Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

d) Raison économique

❖ Voiles

les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment

❖ Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entres étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

Escalier droit (2palier / volée)

❖ Maçonnerie

Murs extérieurs : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur).

Murs intérieurs : sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ Les revêtements :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons en contact avec l'eau.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Une couche de peinture claire pour l'extérieur pour réfléchir la lumière du soleil et ainsi diminuer la chaleur

❖ Acrotère

on appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60 cm.

I.5-Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (Zone III).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S2
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars.

I.6-Règles et Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après : **Le règlement [BAEL91]** Basé sur la théorie des états limites.

a) Les Etat limite ultime « ELU »

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites ultime portent sur :

- L'équilibre statique.
- La résistance de l'élément
- La stabilité de forme des éléments (flambement).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est **$q = 1.35G + 1.5Q$**

❖ Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à : $= 3.5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $= 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $= 10 \text{ ‰}$
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole-rectangle ».
- Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C
- ✓ **Pivot A (région1):** Allongement de l'acier le plus tendu $= 10\text{‰}$: pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée
- ✓ **Pivot B (région2):** Raccourcissement de la fibre la plus comprimée $= 3.5\text{‰}$: pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- ✓ **Pivot C (région 3) :** Raccourcissement de la fibre de béton à la distance / de la fibre comprimée = 2‰ : pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

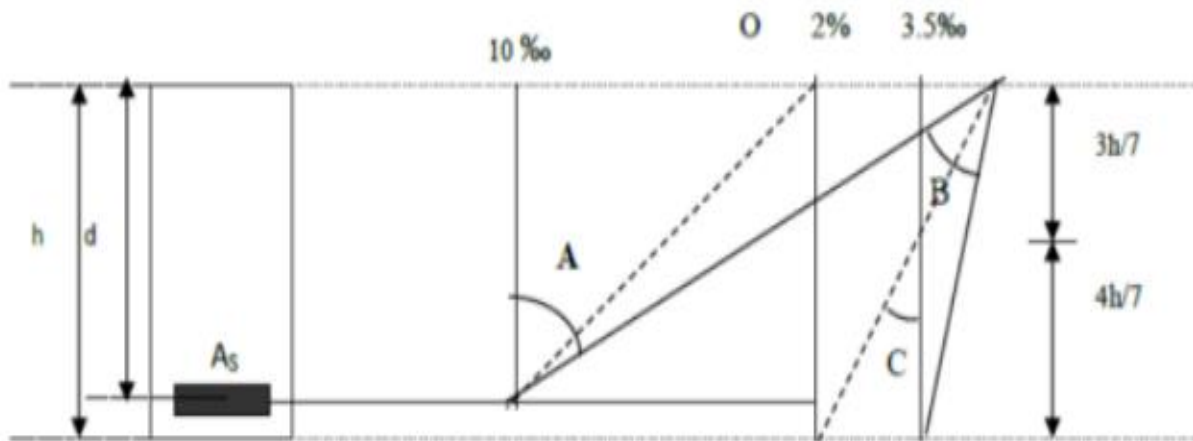


Figure I.1: Diagramme de règle des trois pivots

b) Etat limite de service « ELS » :

constituent les frontières aux de la desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou des ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de la traction des aciers pour limités l'ouverture des fissures)
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton

La combinaison d'action à l'état limite de service est $q = G+Q$

❖ Hypothèses de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Le béton tendu est négligé dans les calculs
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastique et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$)

[RPA99] /version2003 :

Elles sont applicables à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Le but de règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismique et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I.7-Les matériaux

Notre ouvrage sera conçu en béton armé qui est constitué par la réunion de deux matériaux: le béton et l'acier.

I.7.1-Béton

Le béton armé est obtenu en introduisant des armatures en acier dans le béton, disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton armé est un matériau constitué un mélange de granulats de ciment (sable, gravillons) et eau de gâchage.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ❖ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ❖ 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- ❖ 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- ❖ 175 L d'eau de gâchage
- ❖ **Caractéristique physique et mécanique du béton**

- **Masse volumique** : Elle varie entre 2200 à 2500 Kg/m³ suivant la qualité d'acier mise Dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2500Kg/m³
- **Résistance caractéristique** : compte tenu de la durée des réactions chimique qui est de 28 jours (réaction achevée à 90 %), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on à été amené à se fixer une valeur de **25 Mpa** pour f_{c28} et par conséquent : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ Mpa Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contrainte limite :

1). A l'ELU : est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h Le coefficient de la minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton

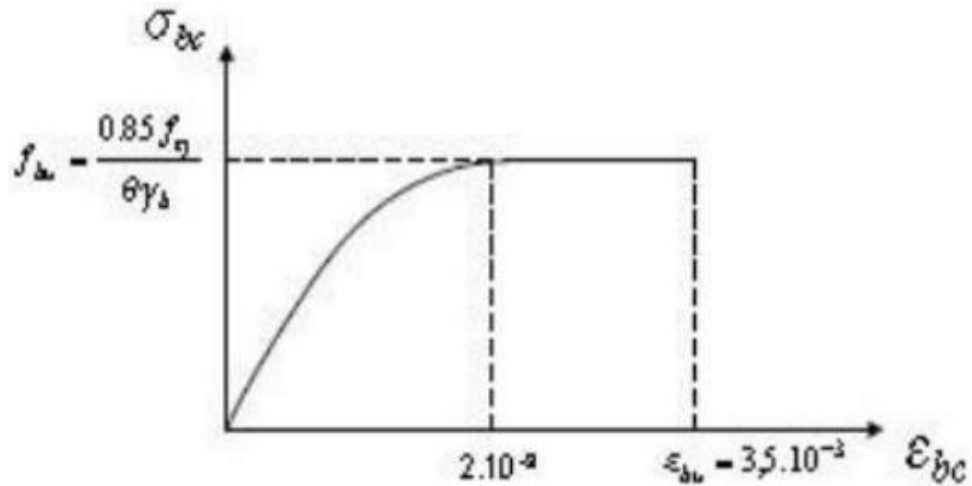


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

2). à l'ELS : est donné par $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

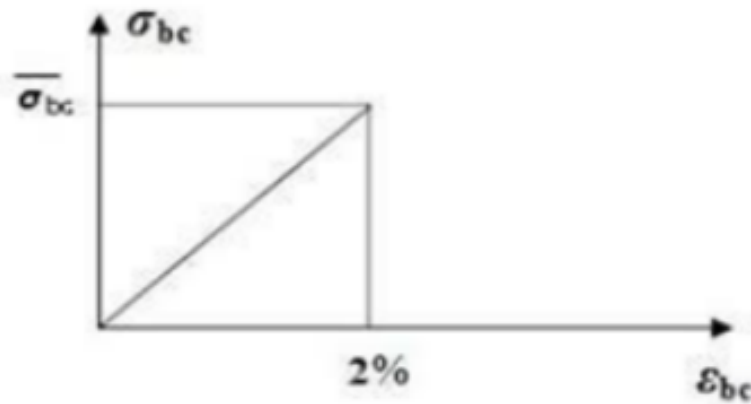


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Contrainte ultime de cisaillement de béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec

V_u : effort tranchant

b,d Dimensions de la pièce

Les armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$$\tau_u = \text{Min}(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.1 \cdot f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

Module de déformation longitudinal du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [BAEL.91].

• Déformations instantanées

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$$

• Déformations différées

Les Déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} E_{v28} = 10721.4\text{MPa}$$

Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement »

La valeur du module de déformation transversal est donnée par

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

I'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

I'ELS : $\nu = 0.2 \rightarrow$ Calcul des déformations (béton non fissuré)

I.7.2-L'acier

acier est un mélange de faible pourcentage de fer et de carbone. Il résiste efficacement à la compression et à la traction. De addition, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, a le même coefficient de dilatation thermique que le béton et an une bonne qualité d'adhérence avec lui. Les diamètres utilisés sont de **8-10-12-14-16-20-25-32-40 [mm]** et varient selon les nuances et les conditions de surface

Tableau I.1 Caractéristique mécanique des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Rond lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Haute adhérence	FeE400	400	310 - 490	22
	FeE500	500	390 - 490	25
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$

2. Coefficient de poisson de l'acier :

Le coefficient de poisson est pris égal à : $\nu=0.3$

3. Caractères d'adhérence :

Ils sont définis par le coefficient de fissuration η et le coefficient de scellement ψ_s

Tableau I.2 Caractère d'adhérence des aciers.

Type	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ_s
Ronds lisses-Treillis soudés	1	1
Barres « HA »	1.6	1.6

Contraintes limites dans les aciers :**a) Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite de la traction et de compression notée σ_s est donnée par la formule :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité garantie

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s 1.5 \text{ situation transitoire SAT} \\ \gamma_s 1.15 \text{ situation accidentelle SA} \end{array} \right\}$

b) Etat limite ultime ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable « FPP » : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable « FP » : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable « FTP » : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 164.97 \text{ MPa}$

Avec : η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ Acier rond lisse} \\ 1.6 \text{ aciers haute adhérence} \end{array} \right\}$

❖ Diagramme contraintes – déformations :

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement

comme suit:

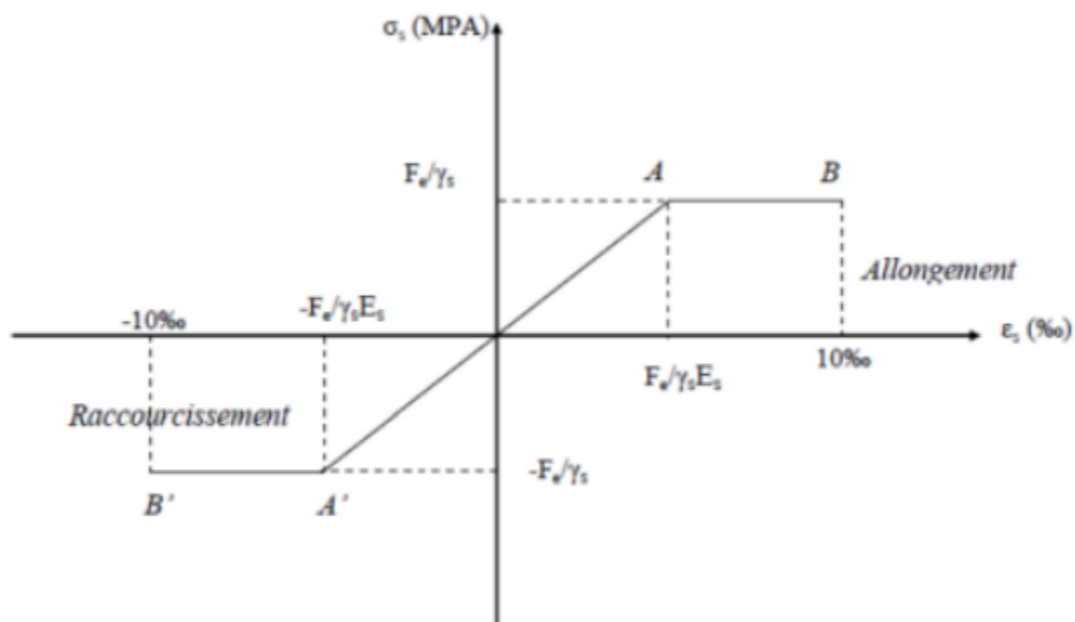


Figure I.4: Diagramme contraintes – déformations de l'acier

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1-Introduction :

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **CBA93** et du **RPA99/Version 2003** pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

II.2-Les plancher

✚ Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou « **entrevous** » qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings)
- Les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

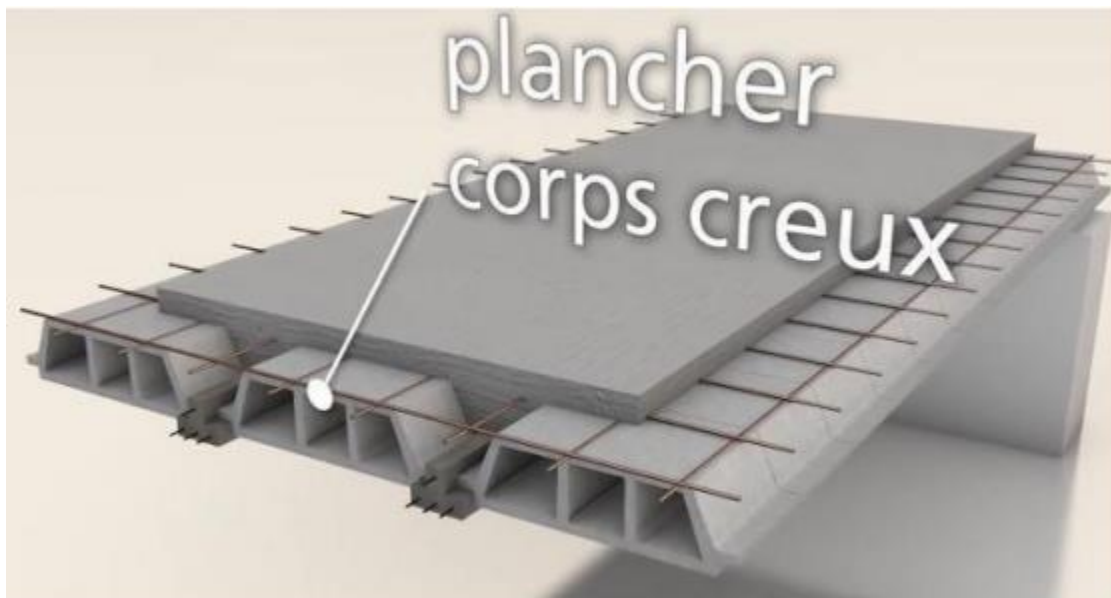


Figure II.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

a. Dimensionnement d'une des planchers :

Selon les règles du **CBA93 (Art : 6.8.4.2.1)**, Le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Ou

- h_t : Hauteur total du plancher.
- $L_{\max}$: Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelle adoptées

Nous avons longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis : $L_{\max} = 460\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ donc, } h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20\text{cm}$$

Alors, on adopte $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher (16 + 4)

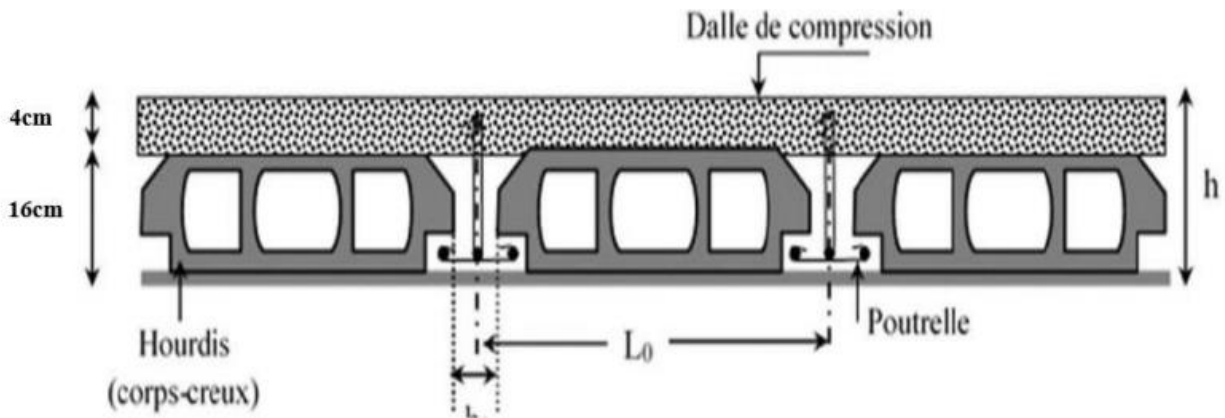


Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

b. Poutrelle :

Les petites poutres en béton armé qui constituent l'ossature d'un sol sont calculées à la flexion simple (elles sont solidaires avec la dalle de compression).

- h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).
- h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

- b_0 : Largeur de nervure, $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h$.
- b : Largeur efficace.

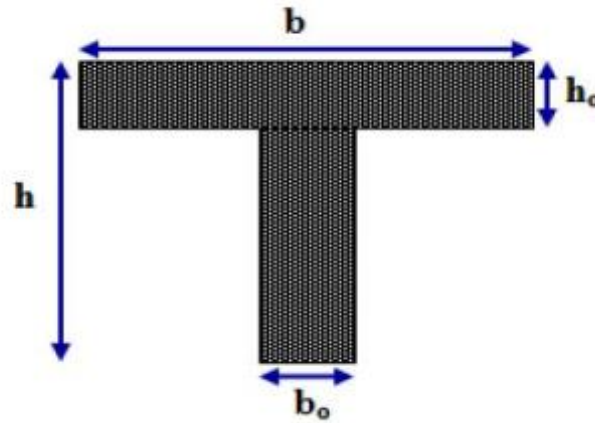


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

D'après le **CBA93** (Art 4.1.3), la largeur efficace b est déterminée comme suit

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right)$$

Avec :

- L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.
- $L_y^{\min}$: Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet nous avons :

b_0 : est pris égal à 12cm pour des raisons pratiques

h_0 : (épaisseur de la dalle de compression) = 4cm

L_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives. $L_1 = 65\text{cm}$

$$L_x = L_1 - b_0 \rightarrow L_x = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

$$L_y^{\min} = 310\text{cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{310}{10}\right) \rightarrow \frac{b - 12}{2} \leq 26.5 \rightarrow \mathbf{b = 65cm}$$

II.3-Les poutres :

Les poutres en béton armé de notre construction ont des sections rectangulaires et peuvent transférer les efforts des chargements verticaux ramenés par les planchers aux poteaux.

Les poutres seront prés dimensionnées selon les formules données par le **BAEL 91révisée 99**et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont distingués :

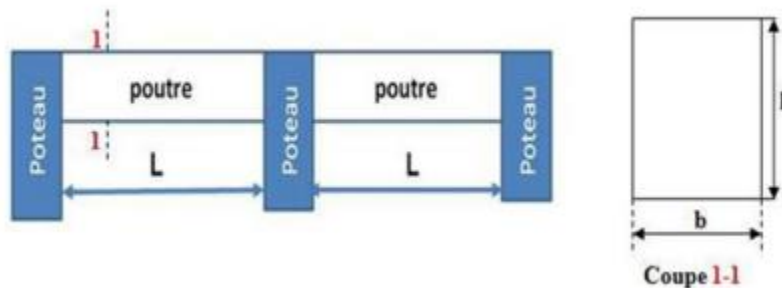


Figure II.4 : Section d'une poutre en béton armé

II.3.1-Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- ❖ elles relient les poteaux.
- ❖ elles Supportent la dalle.
- La hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$: longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 480cm$

h : hauteur totale de la poutre

$$32 \leq h \leq 48$$

On adopte : $h = 40\text{cm}$

- La longueur de la poutre est en fonction de sa hauteur,

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.8(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$

D'après **le RPA 99 / version 2003 art.7.5.1:**

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \textbf{Condition Vérifiée.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \textbf{Condition Vérifiée.}$$

$$\diamond h / b < 4 \Rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \quad \textbf{Condition Vérifiée.}$$

$$\diamond b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \quad 22.5 \leq 60\text{cm} \quad \textbf{Condition Vérifiée.}$$

II.3.2-les poutres secondaire :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

- La hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 460\text{cm}$

h : hauteur totale de la poutre

$$30.66 \leq h \leq 46$$

On adopte : $h = 35\text{cm}$

- La longueur de la poutre est en fonction de sa hauteur,

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$0.3(40) \leq b \leq 0.8(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 / version 2003 art.7.5.1 [1] :

❖ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ **Condition Vérifiée.**

❖ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ **Condition Vérifiée.**

❖ $h / b < 4 \Rightarrow 35 / 30 = 1,16 < 4$ **Condition Vérifiée.**

❖ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \quad 22,5 \leq 60 \text{ cm}$ **Condition Vérifiée.**

Conclusion :

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les niveaux sont :

Poutres principales : $h = 40 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $h = 35 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

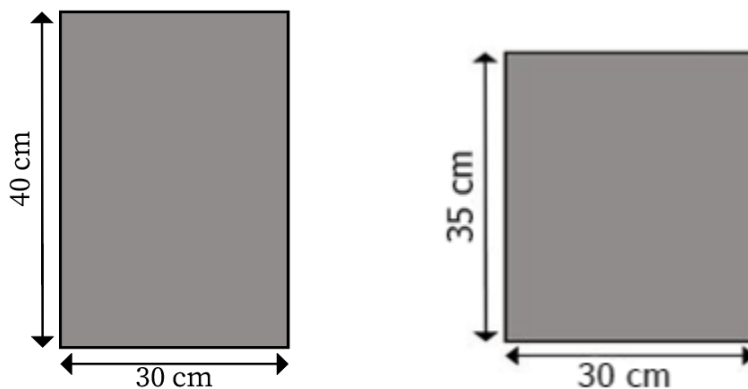


Figure II.5 : Pré dimensionnement des poutres.

II.4-Les voiles :

Les voiles contrevent le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et en transmettant une partie des efforts verticaux aux fondations.

a. Prédimensionnement des voiles :

D'après le RPA99/Version2003 les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. Avec :

- L : portée des voiles ;
- a : Epaisseur du voile ;

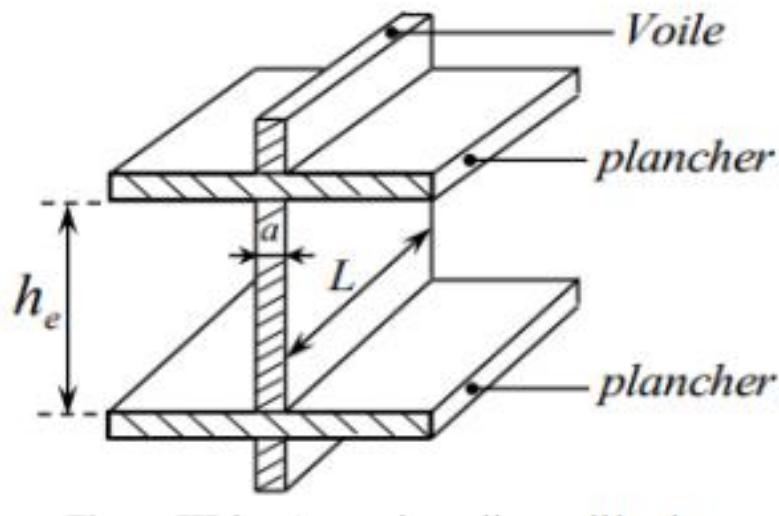


Figure II.6 : Coupe des voiles en élévation.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le RPA99/V2003. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique sur la figure :

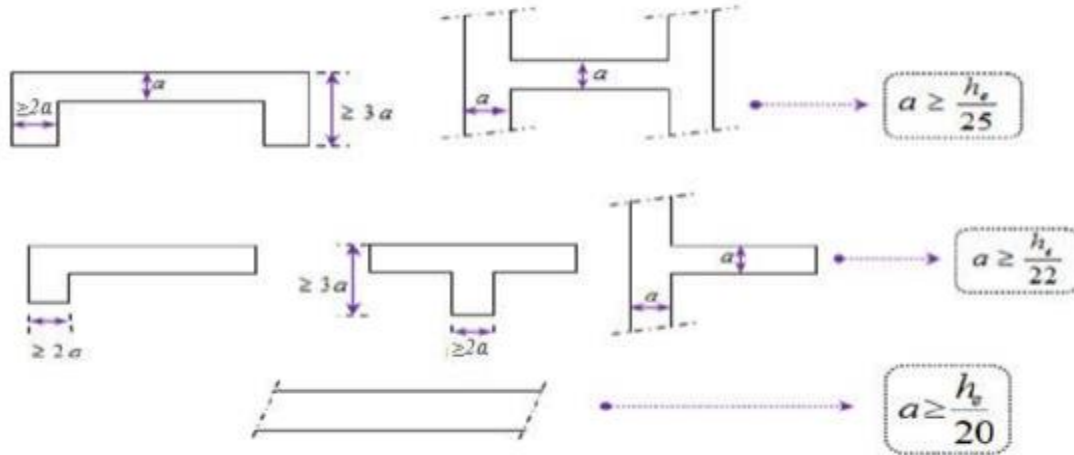


Figure II.7 : Coupe de voile en plan

$$h_e = (306 - 16) = 290 \text{ cm. (16 cm hauteur de Les planchers)}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm} \text{ On opte pour une épaisseur } e = 20 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} \geq 15 \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

$$L \geq 4 \cdot a \rightarrow 480 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

II.5-Des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposent sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h), on utilise de formule **BLONDEL**.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

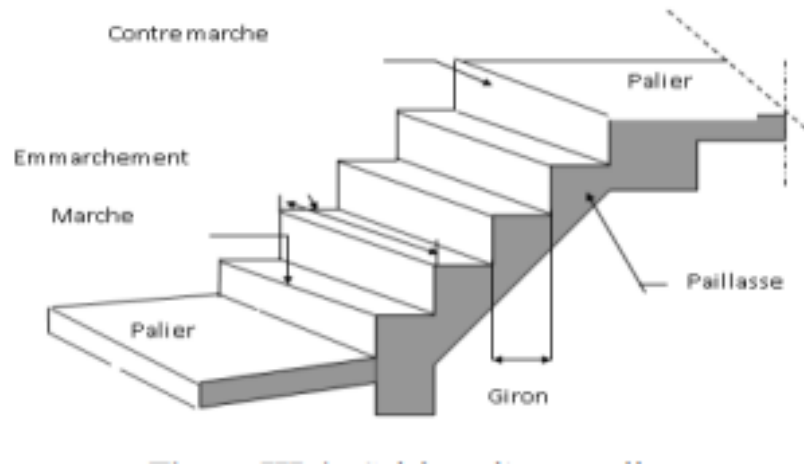


Figure II.8: Schéma d'escalier

Soit :

- ❖ H : Hauteur de la volée.
- ❖ L : Longueur de la volée
- ❖ n': Nombre de contre marche.
- ❖ n : Nombre de marche
- ❖ g : Giron
- ❖ h : Hauteur de la contre marche

a. Dimension des escaliers :

- Pour la volée (I)

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \text{ Avec : } 16 < h < 18 \Rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

$$\text{Donc : } 25 \leq g \leq 32 \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

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

- Prédimensionnement de la paillasse et du palier :

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$L_I = \sqrt{H^2 + L^2} \rightarrow L_I = \sqrt{119^2 + 180^2} = 215.78 \text{ cm}$$

$$\frac{215.78}{30} \leq e \leq \frac{215.78}{20} \rightarrow 7.19\text{cm} \leq e \leq 10.789\text{cm}$$

On prend $e = 15\text{cm}$.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{Arctan}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.50^\circ$$

- Pour la volée (II)

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \text{ Avec : } 16 < h < 18 \Rightarrow \mathbf{h = 17\text{cm}}$$

$$\text{Donc : } 25 \leq g \leq 32 \Rightarrow \mathbf{g = 30\text{cm}}$$

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

- Prédimensionnement de la paillasse et du palier :

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$L_I = \sqrt{H^2 + L^2} \rightarrow L_I = \sqrt{68^2 + 90^2} = 112.80 \text{ cm}$$

$$\frac{112.80}{30} \leq e \leq \frac{112.80}{20} \rightarrow 3.76\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$$

On prend $e = 15\text{cm}$.

▪ **Angle d'inclinaison de la volée :**

$$\text{Arctan}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.50^\circ$$

II.6-L'acrotère :

❖ Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il participe à la protection de l'étanchéité, il est assimilé à une console verticale encastrée au niveau de la terrasse.

a. Charges permanentes :

$$G_{acr} = \gamma_{\text{beton}} \times S_{\text{acro}} + G_{\text{enduit}}$$

$$S_{\text{acro}} = 0.6 \times 0.1 + 0.07 + 0.1 + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} = 0.0685 \text{ m}^2$$

Entuit en ciment : (2cm):

$$P(\text{l'enduit}) = 0.02 \times 20 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ Kn/ml}$$

$$P(\text{propre}) = \gamma_{\text{beton}} \times S_{\text{acro}} = 2500 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ Kn/ml}$$

$$G_{acr} = 1.7125 + 0.24 = 1.95 \text{ Kn/ml}$$

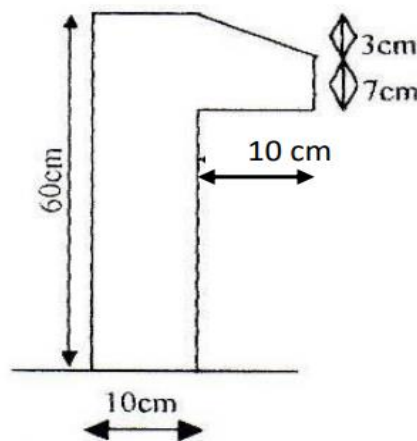


Figure II.9 : Schématisation de l'acrotère.

II.7-Descentes des charges :

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charge permanentes qui présente le poids mor.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumique en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le DTR des charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Les charges d'exploitation :**

D'après le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultats de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontal ou verticales retenues liées aux type et caractères des charges en cause
- De leur mode de prise en compte etc....

▪ **Plancher terrasse:**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évaluation des eaux pluviales

Tableau II.1: Evaluation des charge permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle en corps creux (16+4)	20	13.6	2.85
Liège	4	4	0.16
Béton de pente	10	22	2.64
Etanchéité multicouche	/		0.12
Protection gravillon	5	16	0.80
Enduit plâtre	3	10	0.3
G (total)			6.87

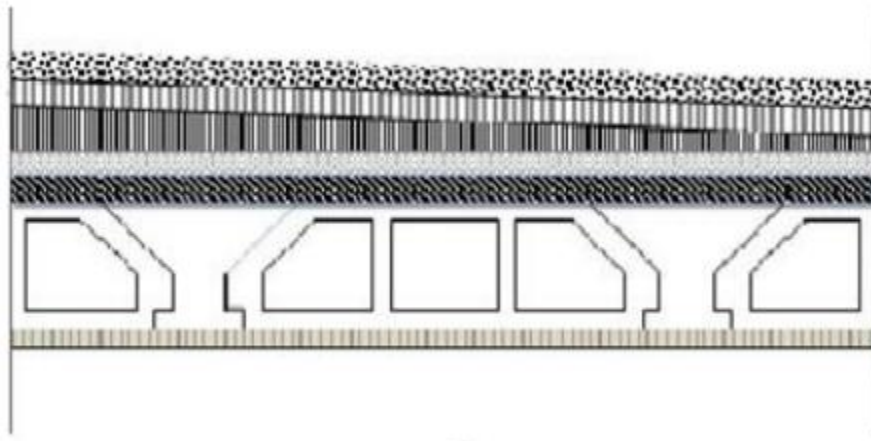


Figure.II.10 : plancher terrasse inaccessible.

▪ Planchers : RDC et étage courant

Les planchers on étages courants sont en corps creux :

Tableau II.2: Evaluation des charge permanents du Planchers : RDC et étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle en corps creux (16+4)	20	13.6	2.85
Lit de sable	3	17	0.51
Chape	2	20	0.40
Carrelage	2	22	0.44
Enduit plâtre	3	10	0.3
Cloisons de séparation	/		1
G (total)			5.53

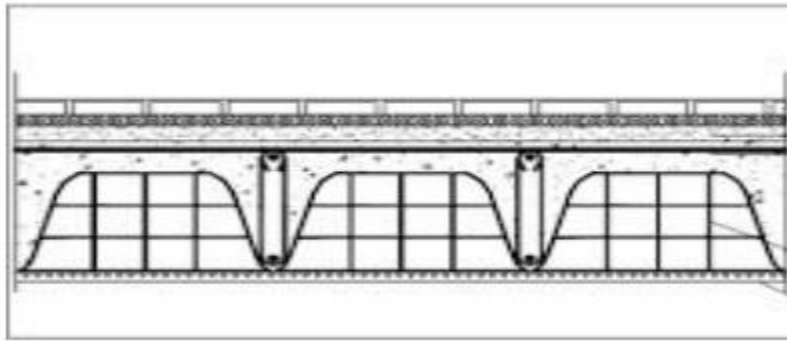


Figure II.11: Plancher étages courants + RDC

- **Balcon** : Les balcons sont une dalle pleine :

Tableau II.3 : Evaluation des charge permanentes du balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Chape	2	20	0.40
Lit de sable	2	17	0.51
Dalle pleine	12	25	3
enduit ciment	3	18	0.54
Cloisons	/		1
G (total)			5.89

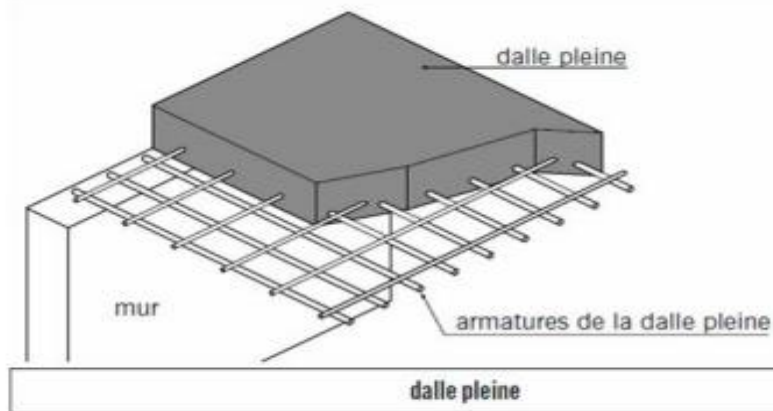


Figure.II.12 : plancher dalle pleine.

- **Les Maçonnerie** :

Tableau II. 4 : Evaluation des charges permanente de murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Parois extérieure	15	9	1.35
Parois intérieure	10	9	0.9
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Enduit de ciment	3	18	0.54
G (total)			2.99

▪ Escalier :

▪ Palier :

Tableau II. 5 : Evaluation des charges permanente de palier de repos

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	15	25	3.75
Lit de sable	3	17	0.51
Chape	2	20	0.40
Enduit de ciment	2	18	0.36
Carrelage	2	22	0.44
G (total)			5.46

▪ Paillasse de volée

Tableau II. 6 : Evaluation des charges permanente de paillasse de volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	15	25	4.31
Poids de la marche	15	22	1.87
Carrelage granito	2	22	0.44
Chappe	2	20	0.4
Enduit de ciment	2	18	0.36
G (total)			7.38

Les Surcharges d'exploitation :

Tableau II. 7 : Les charges d'exploitation des éléments

Plancher terrasse	Q = 1.00 KN/m ²
Planchers : RDC	Q = 1.5 KN/m ²
Escalier (Paillasse + Palier)	Q = 2.5 KN/m ²
Balcons	Q = 3.5 KN/m ²
Acrotère	Q = 1 KN/m ²

II.8-Calcul l'effort ultime N_u :

II.8.1-Détermination N_G

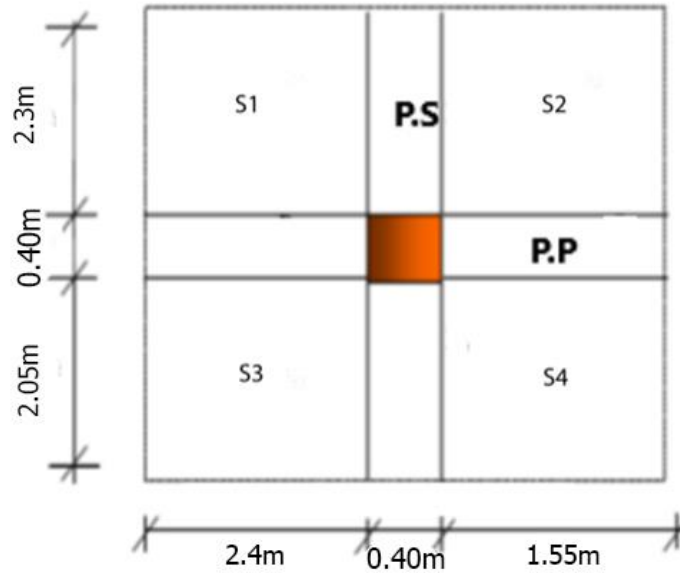


Figure II.13 : Surface d'influence du poteau

a) Surface d'influence :

$$S_{(\text{plancher})} = S1 + S2 + S3 + S4$$

Section nette:

$$S_{(\text{plancher})} = (2.4 \times 2.3) + (2.3 \times 1.55) + (2.05 \times 2.4) + (2.05 \times 1.55)$$

$$S_{(\text{plancher})} = 17.18\text{m}^2$$

Section brute:

$$S_{(\text{plancher})} = (2.6 \times 2.5) + (2.5 \times 1.75) + (2.25 \times 2.6) + (2.25 \times 1.75)$$

$$S_{(\text{plancher})} = 20.66\text{m}^2$$

Tableau II.8 : Descente des charges sur poteau centrale

Niveaux	Élément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	$20.66 \times 6.87 = 141.9$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times 4.8 \times 25 = 14.4$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 4.6 \times 25 = 12$
		G=168.3KN
Totale		G=168.3KN
3-3	Plancher étage courant	$17.18 \times 5.53 = 95$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times 4.8 \times 25 = 14.4$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 4.6 \times 25 = 12$
	Poteau	$(0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = 12.24$
		G=133.6KN
Totale		G=301.9KN
2-2	Plancher étage courant	$17.18 \times 5.53 = 95$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times 4.8 \times 25 = 14.4$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 4.6 \times 25 = 12$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
		G=133.6KN
Totale		G=435.5 KN
1-1	Plancher étage courant	$17.18 \times 5.53 = 95$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times 4.8 \times 25 = 14.4$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times 4.6 \times 25 = 12$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
		G=133.6KN

Totale		G=569.1KN
RDC	Plancher étage courant	17.18×5.53=95
	Poutre principale	(0.30×0.40)×4.8×25=14.4
	Poutre secondaire	(0.30×0.35)×4.6×25=12
	Poteau	(0.35×0.35)×3.06×25=9.371
		G=133.6KN
Totale		G=702.7KN

II.8.2-Determination N_Q

▪ Loi de dégression :

Les charges sur ces planchers sont prises sans abattement car la loi de dégression des charges applique aux bâtiments à plusieurs niveaux ou aux occupations de plusieurs niveaux qui peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre de étages intervenant dans la loi de dégression.

▪ Coefficient de dégression des charges :

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Pour $n \geq 5$

$$\Sigma 5 = Q_0 + [(3 + n)/2n]Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

▪ Dégression des charges

$$Q_{\text{terrace}} = 1 \times 20.66 = 20.66\text{KN}$$

$$Q_4 = 20.66 + 1.5 \times 17.18 = 46.4\text{KN}$$

$$Q_3 = 20.66 + 0.95(2 \times 25.77) = 69.6 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 20.66 + 0.90(3 \times 25.77) = 90.2 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 20.66 + 0.80(4 \times 25.77) = 103.124 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 103.124 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 702.7 + 1.5 \times 103.124 = 1103.3 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1.1 \Rightarrow N_u^* = 1103.3 \times 1.1 = 1213.6 \text{ Kn}$$

II.9-Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue sous charges verticales engendrant une compression centrée, d'après l'article B.8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

Avec :

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier ;

α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

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

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

On fixe l'élancement mécanique λ à la valeur 35 pour être toujours dans la compression centrée suivants l'article **B.8.4.1** de **CBA93** d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(1)} = 0.708$$

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow B_r \geq 0.0652 N_u$$

$$\text{On prend } (b \times h) = (400 \times 400) = 160000 \text{ mm}^2$$

$$B_r \geq 0.0652 N_u \rightarrow B_r \geq 0.0652 \times (1213.6 \times 10^3) = 79126.7$$

$$B_r = 160000 \geq 79126.7$$

▪ **Vérification :**

- Critère de résistance :

$$\sigma_s = \frac{N_u}{S} < 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_s = 9.652 < 14.2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Critère de stabilité :

$$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h = 3.06 \rightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

$$\lambda = \frac{2.142 \times \sqrt{12}}{0.35} = 21.2 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Selon les règles parasismique RPA99/v2003. Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min } (40 ; 40) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Verifie}$$

$$\text{Min } (b_1 ; h_1) \geq h_e / 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min } (40 ; 40) = 40 \text{ cm} \geq 306 / 20 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Verifie}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow \textbf{Verifie}$$

✚ **Remarque :**

On choisit un poteau carré (40 x 40)cm²

Chapitre III
Etude Des Éléments Secondaire

III.1-Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et balcons). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation considéré, calcul des sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2- Etude de L'acrotère:

III.2.1-Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui est exposé aux intempéries. Sa construction est essentielle pour des raisons de sécurité et d'étanchéité. L'acrotère est similaire à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Étant exposé directement au soleil, le ferrailage de l'acrotère est généralement dimensionné de manière forfaitaire

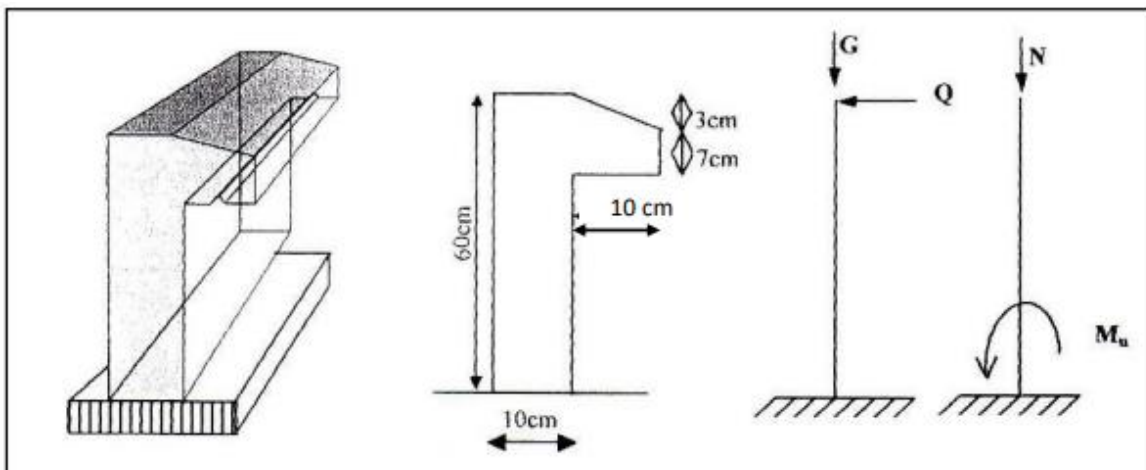


Figure III.1: Dimension de l'acrotère.

III.2.2-Hypothèse de calcul :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.
- Le calcul se fait à la flexion composée

III.2.3-Action sismique:

Selon l'article 6.2.3 du RPA99, l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale F_p due au séisme, calculé comme suit :

$$F_p = 4C_p A W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération, $A = 0,25$ (groupe d'usage2 ; Zone III)

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,3$

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ Kn/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,25 \times 1.71$$

$$F_p = 0.513 \text{ Kn/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Selon le **DTR B.C.2.2** : $Q = 1 \text{ KN/ml} > F_p$

On remarque que la charge exploitation Q est plus importante que la force due au séisme.

III.2.4-Détermination des sollicitations :

Nous avons :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.712 \text{ Kn/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.712 \text{ Kn}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q.H.1 = 0.60 \text{ Kn.m}$

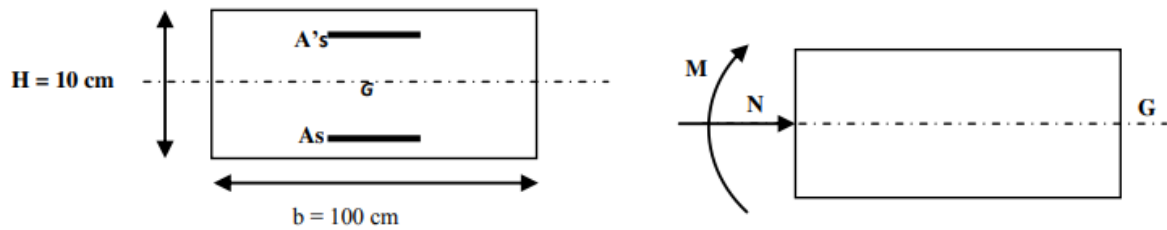
🔗 Combinaison des charges :

A l'ELU :

- $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ Kn}$
- $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ Kn.m}$

A l'ELS :

- $N_s = G = 1.712 \text{ Kn}$
- $M_s = M = 0.6 \text{ Kn.m}$

III.2.5-Ferrailage de l'acrotère :**Figure III.2:** Schéma de calcul de l'acrotère

- Position de centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3.00 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{2} - C$ le center de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

✚ Calcul en flexion simple :

- **Moment fictive**

$$M_f = N_u \times g; \text{ Avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.31 \times \left(0.389 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.967 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0106)}) = 0.0133$$

- **Armatures fictive**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

donc:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.967 \times 10^3}{7.95 \cdot 348} = 0.349 \text{cm}^2$$

- **Armatures réelles (flexion composée)**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.349 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.282 \text{cm}^2$$

III.2.6-Vérification:

❖ **Condition de non fragilité:**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{cm}^2 > A_s = 0.282 \text{cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieur à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.904 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8$

Avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

✚ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{Mpa; Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \text{ Avec } \tau_u: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{8 \times 100} = 0.018\text{Mpa}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5\text{Mpa}$$

$\tau_u < \tau \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'ya pas de risque de cisaillement

✚ Vérification de l'adhérence dans les barres

$$\tau_{se} < \tau = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utile des barres.

$$\sum U_i: 4 \cdot \Phi \cdot 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \cdot 10.05} = 0.207\text{Mpa}$$

$$\underline{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa} (\psi_s = 1.5: \text{barres de haute adhérence})$$

• Conclusion

$\tau_{se} < \underline{\tau} \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable,

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s < \underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left(\begin{smallmatrix} \text{HA: } \phi \geq 6\text{mm} \\ \text{FeE400} \end{smallmatrix} \right) \rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{226.67; 201.63\}$$

$$\underline{\sigma} = 201.63 \text{Mpa; avec}$$

$$f_e = 400 \text{Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$\underline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow \beta = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.51} = 40.56 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

- **Contrainte limite dans le béton comprimé**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a $\rho_1 = 0.251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0.920$ et $\alpha = 3(1 - \beta_1) = 0.240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 40.56 = 0.852 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

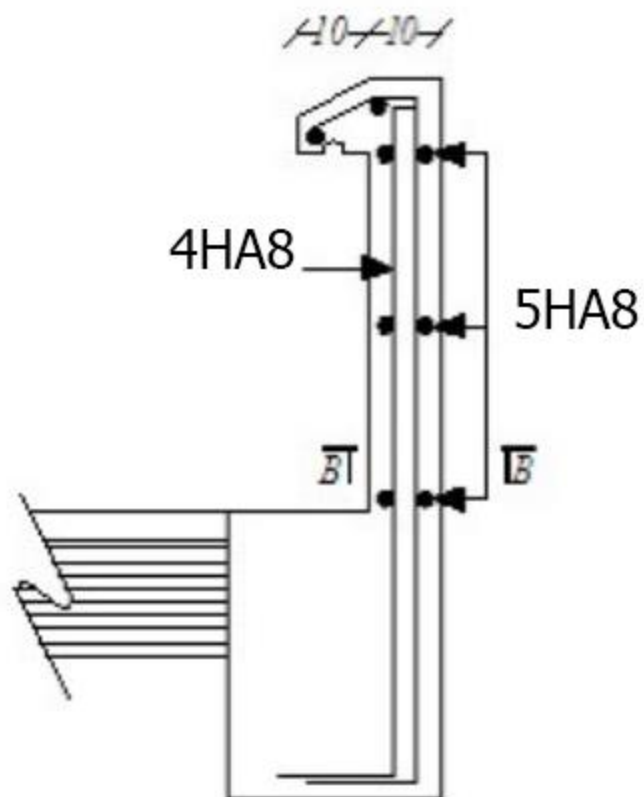


Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3- Etude de Balcons :

III.3.1-Définition :

Il s'agit d'une composante architecturale qui se compose d'une plateforme en béton armé de faible largeur avec des garde-corps. Elle est en saillie sur la façade et placée devant une ou plusieurs baies.

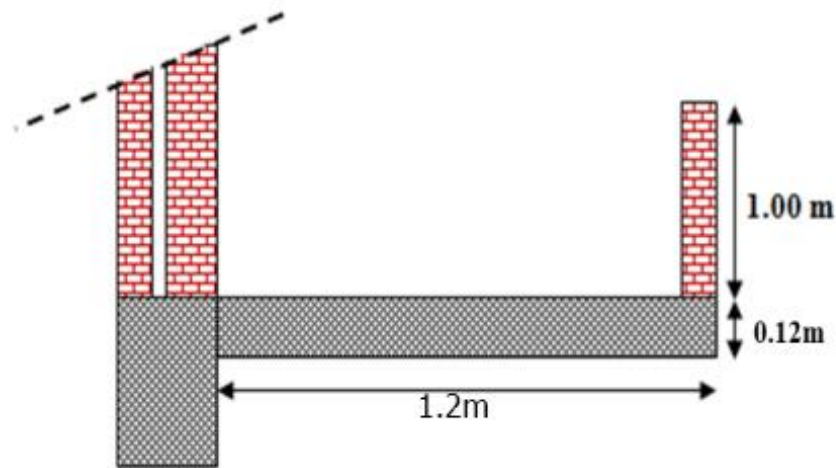


Figure III.4: Balcons

III.3.2-Détermination des charges et surcharges :

✚ Epaisseur de balcon :

$$e = 12\text{cm}$$

$$L_x = 120\text{ cm}$$

$$L_y = 265\text{cm}$$

✚ Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

$$G = 5.89\text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

✚ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.89 + 1,5 \times 3,5 = 13,02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 5.89 + 3,5 = 9.39 \text{ KN/m}^2$$

✚ Charge concentrée de garde-corps (Kn)

- Poids du mur (Briques creuses $e = 10\text{cm}$) $\rightarrow 9 \times 0.1 = 0.9\text{Kn/m}^2$
- Enduit de ciment ($e = 2 \times 2\text{cm}$) $\rightarrow 0.04 \times 18 = 0.72\text{Kn/m}^2$

$$p_u = 1.35G = 1.35(1.62) = 2.19\text{Kn/ml}$$

$$p_s = 1.62\text{KN/ml}$$

III.3.3-Calcul des sollicitations

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

• ELU :

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{13.02 \times 1.2^2}{2} + (2.19 \times 1.2) = 11.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L_x^2}{2} + (p_s \times L) = \frac{9.39 \times 1.2^2}{2} + (1.62 \times 1.2) = 8.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.3.4-Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

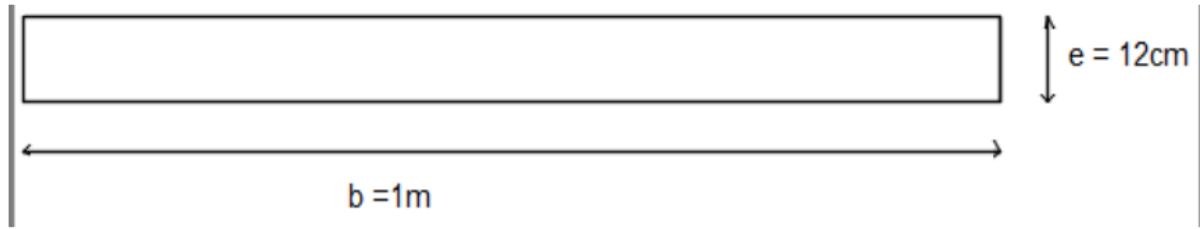


Figure.III.5 : Section de la dalle pleine a ferrailé.

a) Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Avec :

$$b = 100\text{cm}; h = 12\text{cm}; d = 0,9h = 10,8\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}; f_{c25} = 25\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068}) = 0,088$$

$$\beta = d(1 - 0,4(\alpha)) = 0,108(1 - 0,4(0,088)) = 10,41$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{11.31 \times 10^3}{10,41 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.92cm²** Avec un espacement St = 15cm

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01cm²** Avec un espacement St = 25cm

III.3.5-Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau$$

$$T_u = q_u \times L + q_{u,1} = 13,02 \times 1.35 + 2.19 = 19.76 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{19.76 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.182 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min\{0.1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5$$

$$\tau_u < \tau \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} < \tau$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{sc} = \frac{19.76 \times 10^3}{0.9 \times 108 \times 157} = 1.29 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \psi \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{sc} < \tau \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Largeur de scellement

La longueur de scellement est donnée par la loi

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot (\psi)^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{5 \times 2.835} = 282 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit } L_s = 28 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28 = 12 \text{ cm}$

(ArtA.6.1.253 BAEL91) Soit $L_a = 12 \text{ cm}$

b) Ecartement des barres :

❖ **Armatures principales :**

$$e \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = (24 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$e \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = (24 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6-Vérification à l'ELS :

a) Dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$b. \frac{y_1^2}{2} - 15 A_s (d - y_1) = 0 \rightarrow 50 y_1^2 - 15 \times 3.92 (10.8 - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 58.8 y_1 - 635 = 0$$

$$y_1 = 3.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.02^3}{3} + 58.8 (10.8 - 3.02)^2 = 4475.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M \cdot \text{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{8.70 \times 10^6}{4475.4 \times 10^4} \times 30.2 = 5.87 < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III- 3.7-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) \right\}$$

$$y = 1.2 \rightarrow \Phi \text{ des armatures} > 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_s \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) = \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.2 \times 2.1}) = \max(200; 174.61) = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 10 \times \frac{8.70 \times 10^6}{4475.4 \times 10^4} \times (108 - 30.2) = 151 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

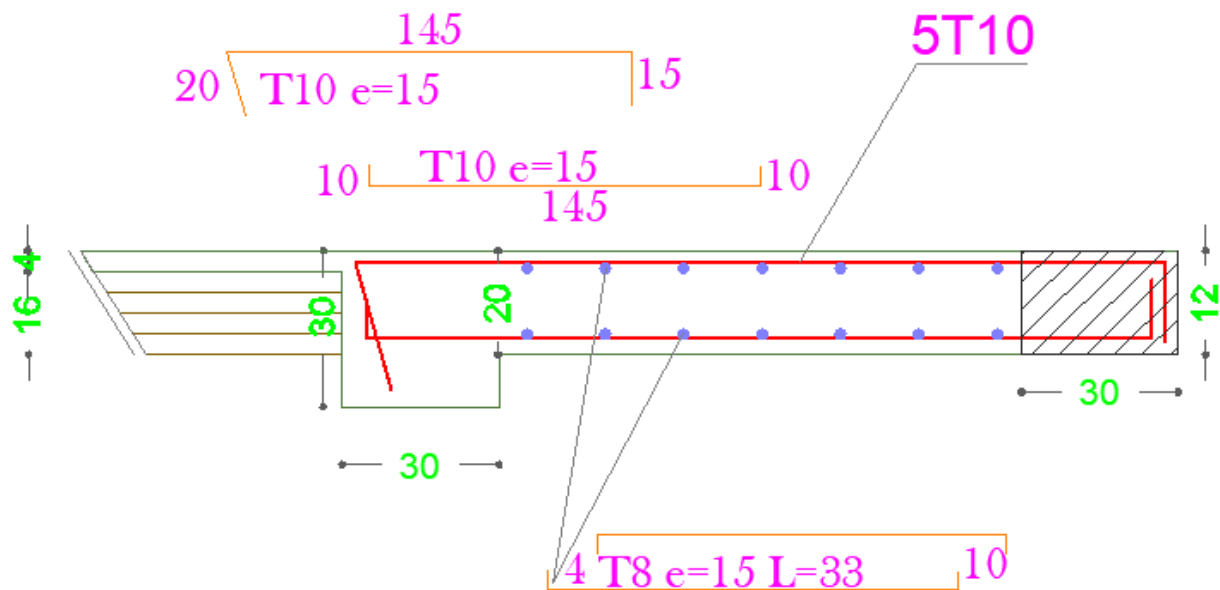


Figure III.6 : Coupe de balcon

III.4-Etude d'escalier :

Les escaliers sont une série de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Dans votre cas, ils sont réalisés en coulant du béton sur place

III.4.1-Principe de calcul :

Il faut déterminer les moments de flexion en fonction du type d'escalier et des conditions d'appuis.

a) Première partie**✚ Charges et surcharges**

Palier : $G_{\text{palier}} = 5.46 \text{Kn/m}^2$

Volée : $G_{\text{Volée}} = 7.38 \text{Kn/m}^2$

Q. Escalier : 2.50Kn/m^2

✚ Combinaison des charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

❖ Palier

ELU $\rightarrow q_{ul} = 1.35G_p + 1.5Q \cdot es = 1.35 \times 5.46 + 1.5 \times 2.5 = 11.12 \text{Kn}$

ELS $\rightarrow q_{sl} = G_p + Q \cdot es = 5.46 + 2.50 = 7.96 \text{Kn}$

❖ Paillasse

ELU $\rightarrow q_{ul} = 1.35G_p + 1.5Q \cdot es = 1.35 \times 7.3803 + 1.5 \times 2.5 = 13.70 \text{Kn}$

ELS $\rightarrow q_{sl} = G_p + Q \cdot es = 7.3803 + 2.50 = 9.82 \text{Kn}$

III.4.2-Efforts internes

Détermination des réactions des appuis :

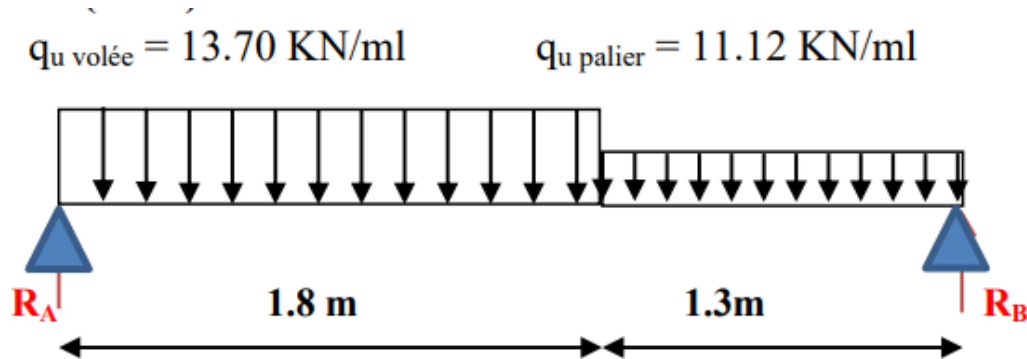


Figure III.7: Schéma statique d'escalier

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (q_u \text{ volée} \times 1.8 + q_u \text{ palier} \times 1.3) = \mathbf{39.116 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = \mathbf{39.116 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{(q_u \text{ palier} \times 1.3)(1.3/2 + 1.8) + (q_u \text{ volée} \times 1.8^2/2)}{1.8 + 1.3} = 18.524 \text{ KN}$$

$$\Sigma F/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(q_u \text{ volée} \times 1.8)(1.8/2 + 1.3) + (q_u \text{ palier} \times 1.3^2/2)}{1.8 + 1.3} = 20.532 \text{ KN}$$

Finalement :

$$R_A = 18.524 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.532 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

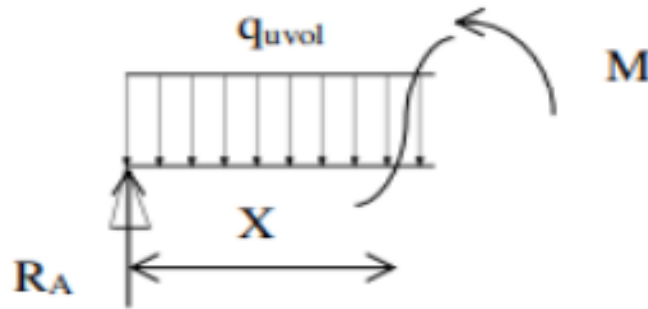


Figure III.8:section de calcul

$$T(x) = R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - \left(q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = 18.584 \text{ KN} \\ x = 1.8 \Rightarrow T = -6.076 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \\ x = 1.8 \Rightarrow M = 11.257 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{er} tronçon : $1.8 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

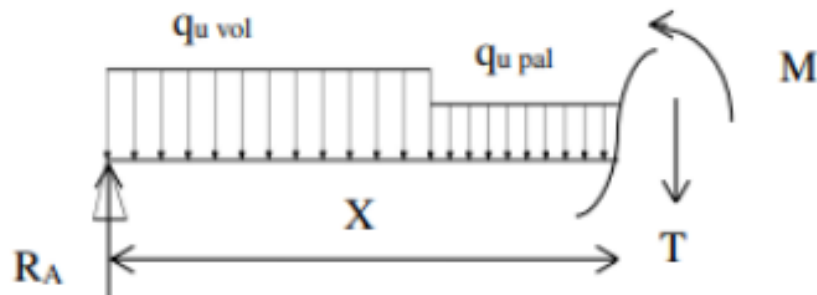


Figure III.9 :section de calcul

$$T(x) = R_A - 1.8 q_{u \text{ vol}} - q_{u \text{ palier}} \times (x - 1.8)$$

$$M(x) = R_A x - 1.8 \left(x - \frac{1.8}{2} \right) q_{u \text{ vol}} - \frac{(x-1.8)^2}{2} q_{u \text{ palier}}$$

$$\begin{cases} x = 1.8 \Rightarrow T = -6.076 \text{ KN} \\ x = 3.1 \Rightarrow T = -20.532 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 1.8 \Rightarrow M = 11.257 \text{ KN} \\ x = 3.1 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T = 0 \rightarrow R_A - (q_{\text{uvol}} \times x) = 0 \rightarrow x = 1.365 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A x - \left(q_{\text{uvol}} \frac{x^2}{2} \right) = 12.614 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\text{max}} = 12.614 \text{ KN.m}}$$

• **Remarque**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis : $M_a = -0,2M_{\text{max}}$
- En travée : $M_t = 0,8M_{\text{max}}$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,2M_{\text{max}} = -2.523 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8M_{\text{max}} = 10.091 \text{ KN.m}$$

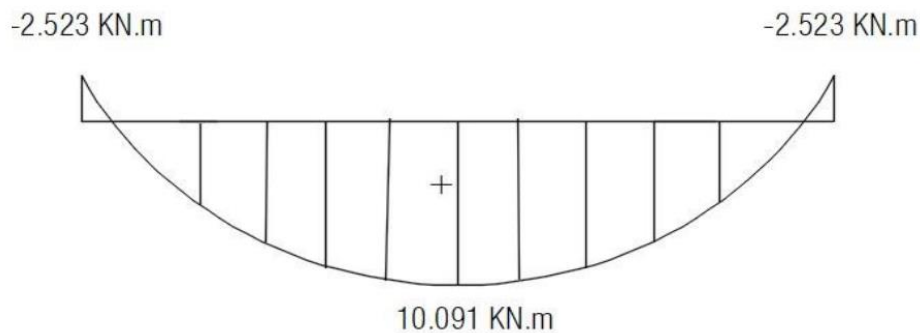


Figure III.10: Diagrammes des moments

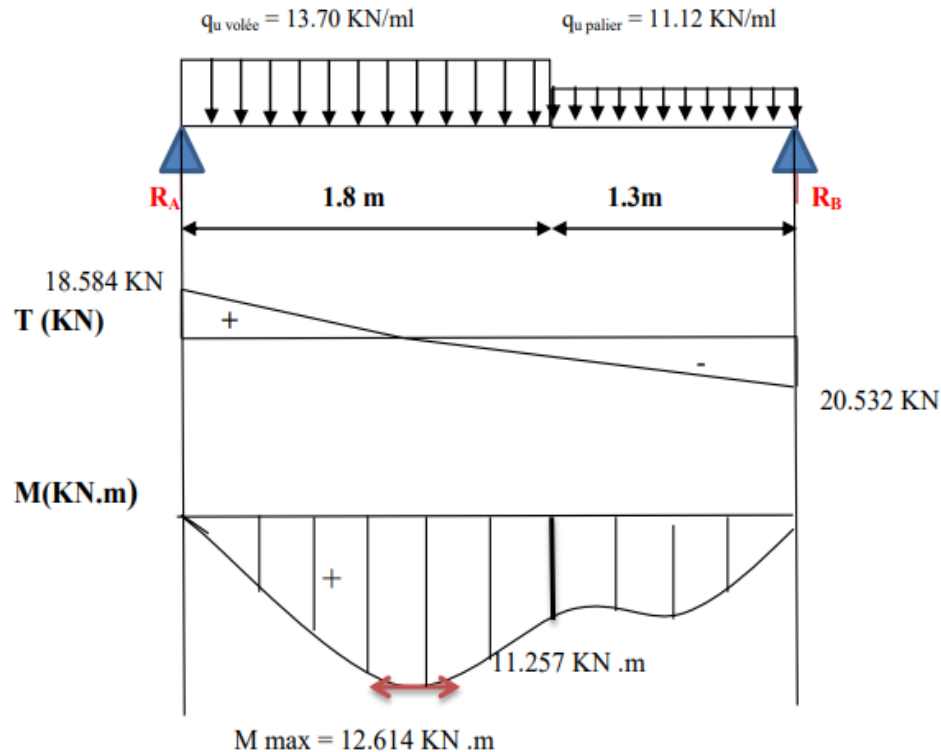


Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.4.3-Calcul du ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

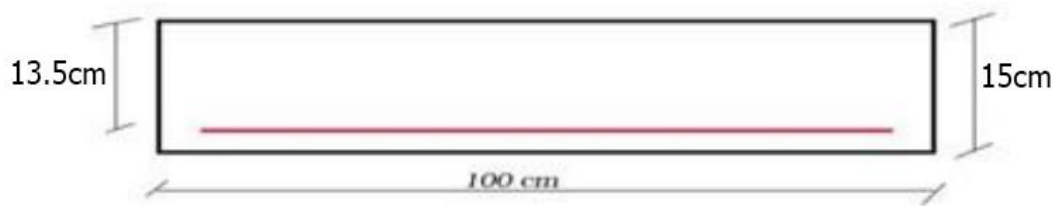


Figure III.12 : Section a ferrailé

➤ Pour la première partie :

$$B = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ Mpa}; f_{c25} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa};$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

✚ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{10.09 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.05) = 13.23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{10.09 \times 10^3}{13.23 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ Le Choix **4HA12**

✚ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{2.523 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.009 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.009)}) = 0.0125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.0125) = 13.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{2.523 \times 10^3}{13.4 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ Le Choix **4HA10**

❖ Type 2:

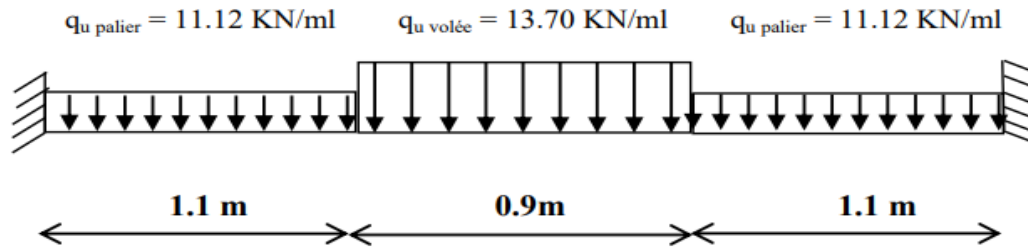


Figure III.13 : schéma statique d'escalier type 2

Calcul de la charge équivalente :

$$Q_{eq} = \frac{2 \times 1.1 \times q_{u \text{ palier}} + 0.9 \times q_{u \text{ volée}}}{2 \times 1.1 + 0.9} = \frac{2 \times 1.1 \times 11.12 + 0.9 \times 13.70}{2 \times 1.1 + 0.9} = 11.869 \text{ KN/ml}$$

Calcul $M_{\max}$:

$$M_{\max} = \frac{Q_{eq} \times 3.1^2}{8} = 14.257 \text{ KN.m}$$

• **Remarque:**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficient réducteur :

- Aux appuis : $M_a = -0,2M_{\max}$
- En travée : $M_t = 0,8M_{\max}$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,2M_{\max} = -2.851 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8M_{\max} = 11.405 \text{ KN.m}$$

III.4.4- Calcul du ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillent à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

 En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.40 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \textbf{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.044)}) = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.062) = 13.16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11.40 \times 10^3}{13.16 \times 348} = 2.48 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ Le Choix **4HA12**

 En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{2.851 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \textbf{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.025) = 13.3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{2.851 \times 10^3}{13.3 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ Le Choix **4HA10**

➤ **Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

Choix : 4HA10 $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

HA10 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 0.126 \times \frac{2.1}{400} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA12 $\rightarrow A = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$

HA12 $\rightarrow e = 15\text{cm}$

III.4.5-Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20.532 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.134\text{Mpa}$$

$$\tau = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0.134\text{Mpa} < \tau = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6- Vérification a l'ELS :

➤ Vérification la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(As)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(15.3 \times 4.52)}{7,5(4.52)^2}} - 1 \right] = 4,54\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{100 \times 3.1^3}{3} + 15[4.52(15.3 - 3.1)^2] = 3225.6\text{cm}^4$$

➤ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s \leq f_e \dots\dots\dots \text{car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400\text{MPa.}$$

III.4.7- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,17}{3.1} = 0,054 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0,153} = 0,0029 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,17}{3.1} = 0,054 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

Les 3^{eme} condition est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

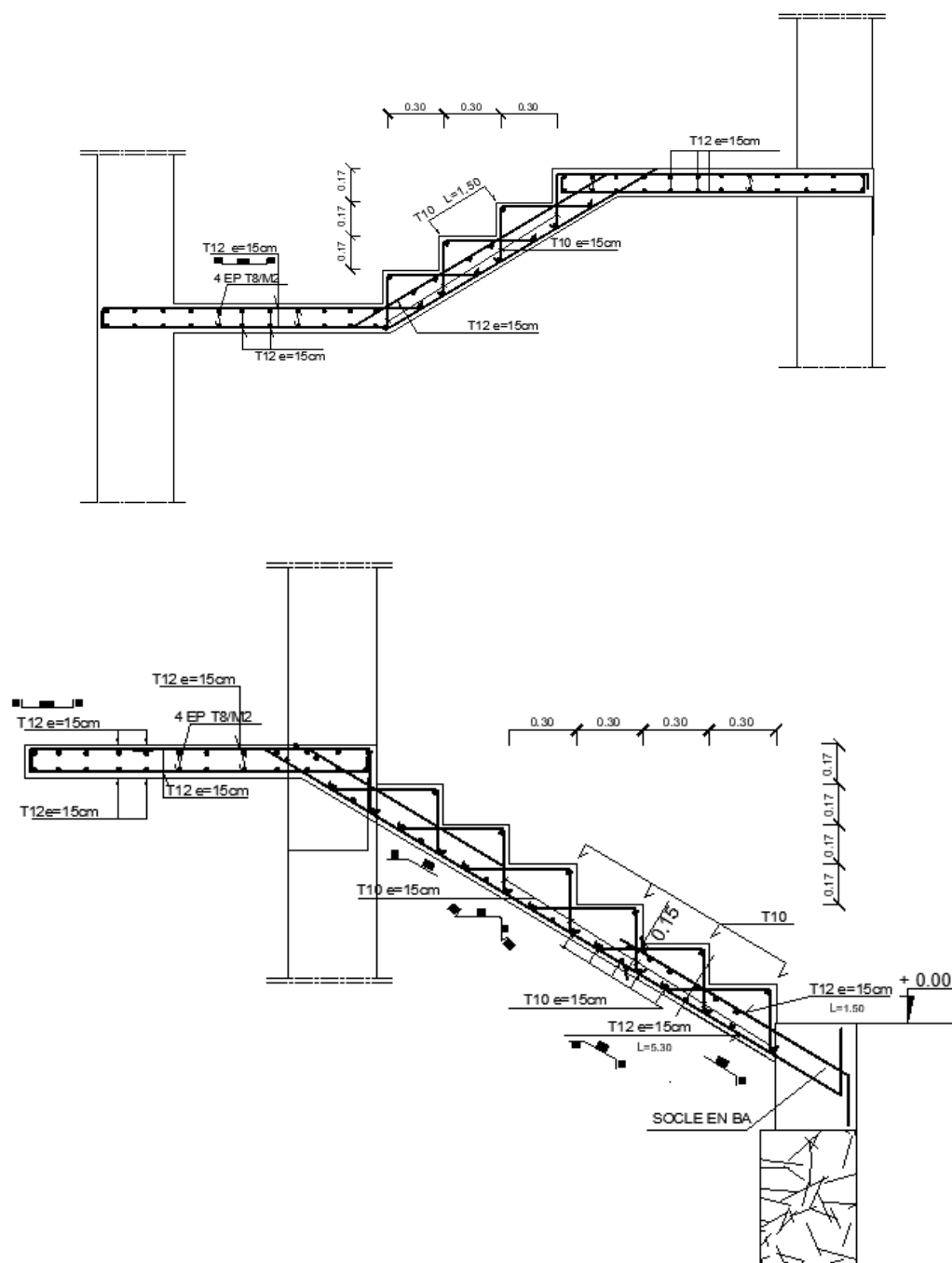


Figure III.14 : Ferrailage d'escalier type 1 et 2

III.5-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre horizontale qui est appuyée sur les poteaux et est soumise aux charges provenant des volées d'escalier, des paliers de repos et des marches porteuses.

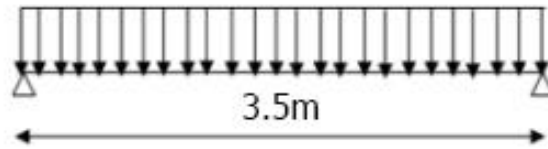


Figure III.15: Schéma statique de la poutre palière

III.5.1- Prédimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 modifié 99** les dimensions de poutre sont

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{350}{15} = 23.33\text{cm} \leq h \leq \frac{350}{10} = 35\text{cm}$$

On prend **h = 35cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 \times 35 = 10.5\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 = 24.5\text{cm}$$

On prend **b = 30cm**

Vérification selon le **RPA99/Version2003** (Zone sismique III) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $h \geq 30\text{cm}$; $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ **CV**
- $b \geq 20\text{cm}$; $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ **CV**
- $h/b \leq 4$; $h/b = 35/30 = 1.1 < 4$ **CV**

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

III.5.2- Evaluation des charges :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times L_2 + 2 \times q_1 \times L_1}{L_2 + 2L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses.

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

➤ **Calcul du poids propre g_p de la poutre palière :**

Poids propre de la poutre : $g_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ Kn/m}$

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur**

$$g_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2} \rightarrow g_{\text{mur}} = 2.99 \times \frac{2.66}{2} = 3.977 \text{ Kn/ml}$$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

$$q_{1u} = 11.869 \text{ KN/ml}$$

$$g_p = 1.35 \times 2.625 = 3.543 \text{ KN/ml}$$

$$g_{\text{mur}} = 1.35 \times 3.977 = 5.368 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = 13.383 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{eq}} = \frac{(13.383 \times 0.9 + 2 \times 11.869 \times 1.3)}{3.5} + (3.543 + 5.368) = 21.169 \text{ KN/ml}$$

III.5.3- Calcul à l'ELU:

1) Moment isostatique:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{21.169 \times 3.5^2}{8} = 32.415 \text{ Kn.m}$$

2) Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_{u,L}}{2} = \frac{21.169 \times 3.5}{2} = 37.04 \text{ Kn}$$

En tenant compte du semi encastrement :

- Moment en appuis $M_a = -0.2M_0 = -0.2 \times 32.415 = -6.483 \text{ Kn.m}$
- Moment en travée $M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 32.415 = 25.930 \text{ Kn.m}$

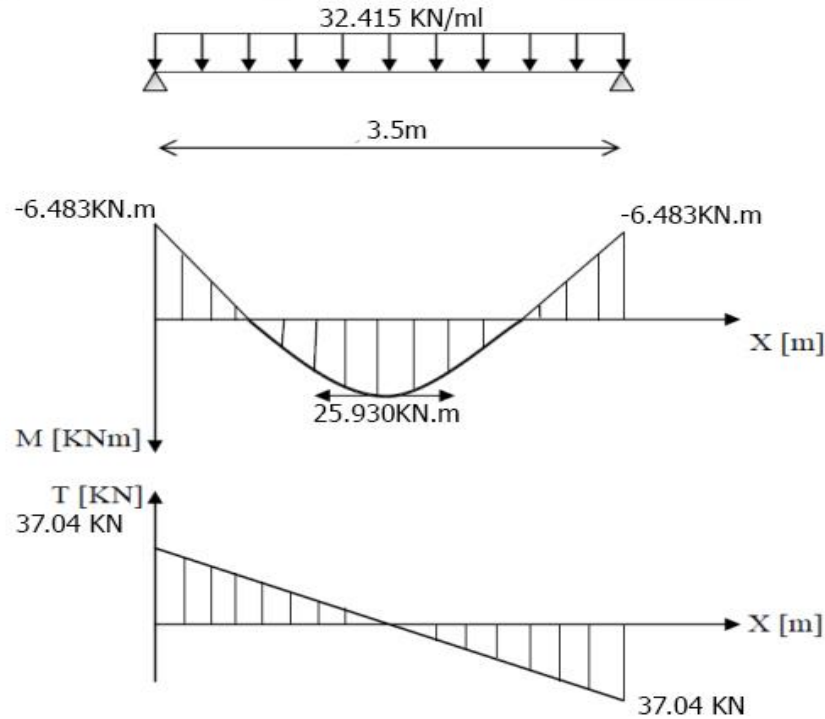


Figure III.16: Diagramme de M et T à l'ELU

III.5.4- Le ferrailage :

a) En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{25.930 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.083 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.083)}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 27(1 - 0.4 \times 0.108) = 25.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{25.932 \times 10^3}{25.83 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.482 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.021)}) = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 27(1 - 0.4 \times 0.108) = 26.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{6.482 \times 10^3}{26.71 \times 348} = 0.697 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.5- Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s^t > A_{\min} \\ A_s^a > A_{\min} \end{cases} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b) Condition de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq (\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37.04 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.342 < 3.25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

🔧 Diamètre des armatures transversales : d'après la BAEL91 modifie 99

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10\text{mm}; 30\text{mm}; 10\text{mm})$$

On adopte un cadre de $\phi_t = 8\text{mm}$.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2; \text{ soit : } A_t = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

🔧 Espacement des cours de cadres :

➤ Selon BAEL 91 modifie 99 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 36; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(32.4\text{cm}; 40\text{cm})$$

On adopte un espacement minimal $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Selon RPA99 version 2003 :**

Pour zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12\phi_{\text{imin}}\right) = 10\text{cm}$$

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

Pour zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

III.5.6- Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,39}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 3,39)}{7,5(3,39)^2}} - 1 \right] = 9,48\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = \frac{30 \times 9,48^3}{3} + 15[3,39(36 - 9,48)^2] = 44283,04\text{cm}^4$$

➤ **Vérification la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq f_e \dots\dots\dots \text{cas la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa.}$$

III.5.7- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,0031 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

III.5.8-Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T_{\text{max}} \times b}{2} = \frac{37,04 \times 0,3}{2} = 5,55\text{KN} \cdot \text{m}$$

III.5.9- Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion.

Ω : Air du contour à mi portée.

b_0 : Epaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 25 \times 30 = 750\text{cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2\Omega b_0} = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0750 \times 0,05} = 0,74\text{MPa}$$

D'après le **BEAL91 modifié99** ; on doit avoir :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_u^2 \leq \tau$$

$$(0,74)^2 + (0,342)^2 \leq (3,33)^2 \rightarrow 0,321 < 11,75 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.10-Calcul des armatures équilibrées à la torsion :

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s}$$

Avec:

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (35 - 5)] \times 2 = (25 + 35) \times 2 = 110\text{cm}$$

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s} = \frac{110 \times 10^{-2} \times 5.55 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 1.15\text{cm}^2$$

On adopter: $A_T = 2\emptyset 10 = 1,57\text{cm}^2$.

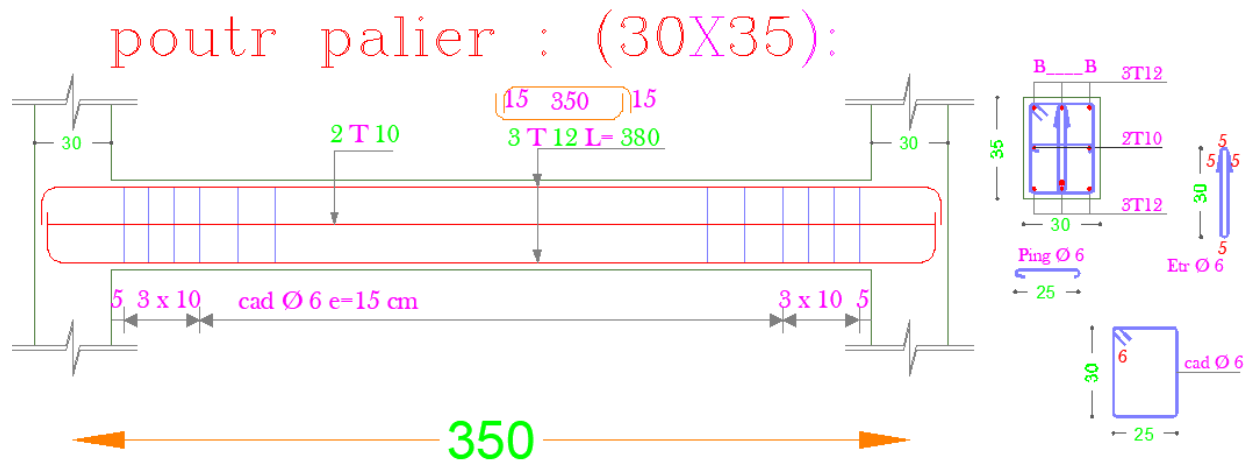


Figure III.17: Schéma ferrailage de poutre palière.

III.6-Etude du plancher

III.6.1-Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux plats qui servent à séparer et à délimiter les différents niveaux d'un bâtiment. Ils constituent les surfaces sur lesquelles les occupants du bâtiment se déplacent et sur lesquelles les activités se déroulent

III.6.2-Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Plancher terrasse $G = 6.87 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$
- Etage courants $G = 5.53/\text{m}^2$; $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$

Combinaisons fondamentales

- **Plancher terrasse :**

$$\text{ELU: } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 6.87 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 7 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (6.87 + 1) \times 0.65 = 5.11 \text{ Kn/ml}$$

- **Etage courants :**

$$\text{ELU: } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.31 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (5.53 + 1.5) \times 0.65 = 4.56 \text{ Kn/ml}$$

III.6.3-Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le **B.A.E.L.91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des trois moments

✚ Condition d'application de la méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments en appuis et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher a surcharges modérées [$Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{Kn}/\text{m}^2)$]
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Fissuration peu préjudiciable.

✚ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1\text{Kn}/\text{m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 6.92 = 13.84 \text{ Kn}/\text{m}^2 ; 5 \text{ Kn}/\text{m}^2) = 13.84 > 1\text{Kn}/\text{m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées **CV.**
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre

$$0.8 \leq \frac{3.1}{4.5} = 0.6; \frac{4.5}{5} = .09; \frac{4.5}{3.1} = 1.45; \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}.$$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable **CV**

✚ La méthode de Caquot :

Lorsque les conditions indiquées dans la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et en particulier lorsque la charge d'exploitation est supérieure à deux fois à la charge permanente ou $5 \text{ KN}/\text{m}^2 : Q > \text{Max} (2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$, si l'une des trois autre conditions de la méthode

✚ Formulaire:

➤ Moment aux travées:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M_t = -\frac{p}{2}x^2 + \frac{pl}{2}x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

➤ **Moment sur appuis :**

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

T est max au niveau des appuis ($x = 0$, $x = l$)

III.6.4-Dimensionnement des poutrelles:

Détermination des efforts internes : Nous avons deux type de poutrelle, on va déterminer les efforts internes pour ce type par la méthode de Caquot.

Dans notre projet on a trois types de poutrelles a étudiées :

- **Type 1** : Poutrelles isostatique sur cinq appuis pour les plancher terrasse.

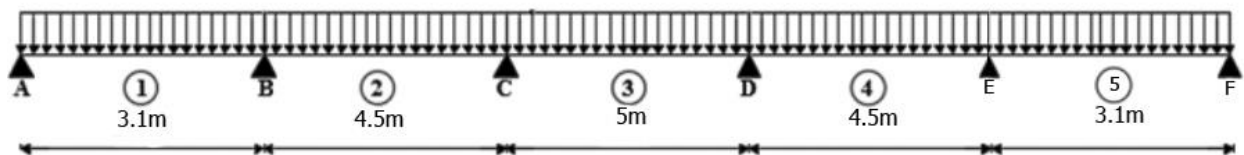


Figure III.18 : Schéma du 1^{ère} type de poutrelle

- **Type 2** : Poutrelles sur deux appuis à deux travées pour le plancher étages.

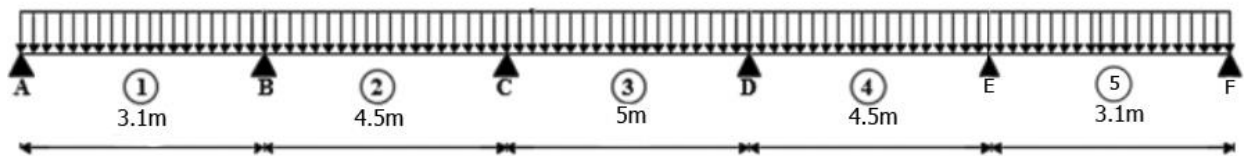


Figure III.19 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelle

III.6.5-Application de la méthode :

III.6.5.1-Plancher terrasse:

Calcul à ELU:

Type 1 : Poutrelles isostatique sur cinq appuis pour les plancher terrasse.

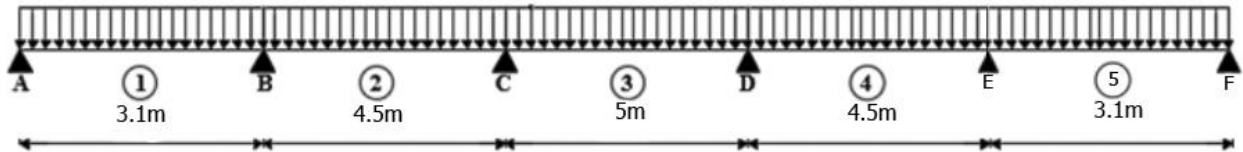


Figure III.20 : Schéma statique de calcul.

III.6.5.1.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

1.a Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -11.99 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -11.99 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

1.b Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_e \left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{7}{2}x^2 + \frac{7 \times 4}{2}x - 9.39 \left(\frac{x}{4}\right) = -3.5x^2 + 11.65x$$

$$-3.5x^2 + 11.65x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -7x + 11.65 = 0 \rightarrow x = \frac{11.65}{7} = 1.66\text{m}$$

$$M_t(1.66) = 9.69\text{KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.52\text{KN}, T(3.1) = -9.93\text{KN}$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{7}{2}x^2 + \frac{7 \times 4}{2}x - 9.28\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$11.85\left(\frac{x}{4}\right) = -3.46x^2 + 10.8x - 9.39$$

$$-3.5x^2 + 10.8x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -7x + 10.8 = 0 \rightarrow x = \frac{10.8}{7} = 1.56\text{m}$$

$$M_t(1.56) = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 10.8\text{KN}, T(4.5) = -10.34\text{KN}$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{7}{2}x^2 + \frac{7 \times 4}{2}x - 11.85\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$11.85\left(\frac{x}{4}\right) = -3.5x^2 + 13.84x - 11.85$$

$$-3.5x^2 + 13.84x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -7x + 13.84 = 0 \rightarrow x = \frac{13.84}{7} = 2\text{m}$$

$$M_t(2) = 1.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.84\text{KN}, T(5) = -21.16\text{KN}$$

▪ Etude de la travée DE

$$M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{7}{2}x^2 + \frac{7 \times 4}{2}x - 11.85\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$9.28\left(\frac{x}{4}\right) = -3.5x^2 + 14.42x - 11.85$$

$$-3.5x^2 + 14.42x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -7x + 14.42 = 0 \rightarrow x = \frac{14.42}{7} = 2.08m$$

$$M_t(2.08) = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 14.42\text{KN}, T(4.5) = -13.26\text{KN}$$

▪ Etude de la travée EF

$$M_{(E-F)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{7}{2}x^2 + \frac{7 \times 4}{2}x - 11.85\left(1 - \frac{x}{4}\right)$$

$$= -3.46x^2 + 16.8x - 11.85$$

$$-3.46x^2 + 16.8x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -7x + 16.8 = 0 \rightarrow x = \frac{14.42}{7} = 2.4m$$

$$M_t(2.4) = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 16.8\text{KN}, T(3.1) = -4.65\text{KN}$$

III.6.5.1.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

a) Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

b) Calcul des moments en travées :

▪ **Etude de la travée AB**

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{5.11}{2}x^2 + \frac{5.11 \times 4}{2}x - 6.77\left(\frac{x}{4}\right) = -2.55x^2 + 8.4x$$

$$-2.55x^2 + 8.4x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.11x + 6.77 = 0 \rightarrow x = \frac{6.77}{5.11} = 1.33 \text{ m}$$

$$M_t(1.33) = 6.91 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 6.77 \text{ KN}$, $T(3.1) = -8.88 \text{ KN}$

▪ **Etude de la travée BC**

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{5.11}{2}x^2 + \frac{5.11 \times 4}{2}x - 6.77\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$8.65\left(\frac{x}{4}\right) = -2.55x^2 + 7.46x - 6.77$$

$$-2.55x^2 + 7.46x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.11x + 7.46 = 0 \rightarrow x = \frac{7.46}{5.11} = 1.46 \text{ m}$$

$$M_t(1.46) = 2.4 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 7.46 \text{ KN}$, $T(4.5) = -15.26 \text{ KN}$

▪ **Etude de la travée CD**

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{5.11}{2}x^2 + \frac{5.11 \times 4}{2}x - 6.77\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$8.65\left(\frac{x}{4}\right) = -2.55x^2 + 7.46x - 6.77$$

$$-2.55x^2 + 7.46x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.11x + 7.46 = 0 \rightarrow x = \frac{7.46}{5.17} = 1.4 \text{ m}$$

$$M_t(1.4) = -1.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 7.46\text{KN}, T(5) = -15.26\text{KN}$$

▪ Etude de la travée DE

$$M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{5.11}{2}x^2 + \frac{5.11 \times 4}{2}x - 8.65\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$6.77\left(\frac{x}{4}\right) = -2.55x^2 + 10.57x - 8.65$$

$$-2.55x^2 + 10.57x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.11x + 10.57 = 0 \rightarrow x = \frac{10.57}{5.17} = 2 \text{ m}$$

$$M_t(2) = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 10.57\text{KN}, T(4.5) = -12.15\text{KN}$$

▪ Etude de la travée EF

$$M_{(E-F)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{5.11}{2}x^2 + \frac{5.11 \times 4}{2}x - 8.65\left(1 - \frac{x}{4}\right)$$

$$= -2.55x^2 + 11.76x - 8.65$$

$$-2.55x^2 + 11.76x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.11x + 11.76 = 0 \rightarrow x = \frac{11.76}{5.17} = 2.3\text{m}$$

$$M_t(2.3) = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.76\text{KN}, T(3.1) = -3.89\text{KN}$$

III.6.5.2-Plancher Etage :**❖ 2^{eme} type****III.6.5.2.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :****a) Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -8.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -10.8 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -10.8 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -8.47 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

b) Calcul des moments en travées :**▪ Etude de la travée AB**

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_e\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.31}{2}x^2 + \frac{6.31 \times 4}{2}x - 8.84\left(\frac{x}{4}\right) = -3.15x^2 + 10.97x$$

$$-3.15x^2 + 10.97x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.31x + 10.97 = 0 \rightarrow x = \frac{10.97}{6.31} = 1.66\text{m}$$

$$M_t(1.66) = 9.53\text{KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 10.97\text{KN}, T(3.1) = -9.45\text{KN}$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_w\left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.31}{2}x^2 + \frac{6.31 \times 4}{2}x - 9.28\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$11.28 \left(\frac{x}{4} \right) = -3.15x^2 + 10.47x - 9.28$$

$$-3.15x^2 + 10.47x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.31x + 10.47 = 0 \rightarrow x = \frac{10.47}{6.31} = 1.58\text{m}$$

$$M_t(1.58) = -0.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 10.47\text{KN}, T(4.5) = -17.8\text{KN}$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw \left(1 - \frac{x}{L} \right) + Me \left(\frac{x}{L} \right) = -\frac{6.59}{2}x^2 + \frac{6.59 \times 4}{2}x - 11.28 \left(1 - \frac{x}{4} \right) -$$

$$11.28 \left(\frac{x}{4} \right) = -3.15x^2 + 13.18x - 11$$

$$-3.15x^2 + 13.18x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.31x + 13.18 = 0 \rightarrow x = \frac{13.18}{6.31} = 2\text{m}$$

$$M_t(2) = 1.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.18\text{KN}, T(5) = -18.37\text{KN}$$

▪ Etude de la travée DE

$$M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw \left(1 - \frac{x}{L} \right) + Me \left(\frac{x}{L} \right) = -\frac{6.59}{2}x^2 + \frac{6.59 \times 4}{2}x - 11.28 \left(1 - \frac{x}{4} \right) -$$

$$9.28 \left(\frac{x}{4} \right) = -3.15x^2 + 13.68x - 11.28$$

$$-3.15x^2 + 13.68x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.31x + 13.68 = 0 \rightarrow x = \frac{13.68}{6.31} = 2.07\text{m}$$

$$M_t(2.07) = 2.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.68\text{KN}, T(4.5) = -15.97\text{KN}$$

▪ Etude de la travée EF

$$M_{(E-F)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{6.31}{2}x^2 + \frac{6.31 \times 4}{2}x - 11.28\left(1 - \frac{x}{4}\right)$$

$$= -3.15x^2 + 16x - 11.28$$

$$-3.15x^2 + 16.8x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.31x + 16 = 0 \rightarrow x = \frac{16}{6.31} = 2.4m$$

$$M_t(2.4) = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 16\text{KN}, T(3.1) = -4.42\text{KN}$$

III.6.5.2.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

1.a Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

1.b Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.56}{2}x^2 + \frac{4.56 \times 4}{2}x - 6.4\left(\frac{x}{4}\right) = -2.28x^2 + 7.94x$$

$$-2.28x^2 + 7.94x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.56x + 7.94 = 0 \rightarrow x = \frac{7.94}{4.56} = 1.6\text{m}$$

$$M_t(1.6) = 6.86\text{KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 7.94\text{KN}, T(3.1) = -6.8\text{ KN}$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.56}{2}x^2 + \frac{4.56 \times 4}{2}x - 6.4\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$8.17\left(\frac{x}{4}\right) = -2.28x^2 + 9.09x - 6.4$$

$$-2.28x^2 + 9.09x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.56x + 9.09 = 0 \rightarrow x = \frac{9.09}{4.56} = 1.9\text{m}$$

$$M_t(1.8) = 2.27\text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 9.09\text{KN}, T(4.5) = -12.37\text{KN}$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.56}{2}x^2 + \frac{4.56 \times 4}{2}x - 8.17\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$8.17\left(\frac{x}{4}\right) = -2.28x^2 + 9.54x - 8.17$$

$$-2.52x^2 + 10.1x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.56x + 9.54 = 0 \rightarrow x = \frac{9.54}{4.56} = 2\text{m}$$

$$M_t(2) = 1.39\text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 9.54\text{KN}, T(5) = -14.31\text{KN}$$

▪ Etude de la travée DE

$$M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.56}{2}x^2 + \frac{4.56 \times 4}{2}x - 8.17\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$6.4 \left(\frac{x}{4} \right) = -2.28x^2 + 9.98x - 8.17$$

$$-2.28x^2 + 9.98x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.56x + 9.98 = 0 \rightarrow x = \frac{9.98}{4.56} = 2\text{m}$$

$$M_t(2) = 2.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 9.98\text{KN}, T(4.5) = -11.48\text{KN}$$

▪ Etude de la travée EF

$$M_{(E-F)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw \left(1 - \frac{x}{L} \right) = -\frac{4.56}{2}x^2 + \frac{4.56 \times 4}{2}x - 6.4 \left(1 - \frac{x}{4} \right)$$

$$= -2.28x^2 + 11.14x - 6.4$$

$$-2.28x^2 + 13.06x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.56x + 11.14 = 0 \rightarrow x = \frac{11.14}{4.56} = 2.3\text{m}$$

$$M_t(2.3) = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.14\text{KN}, T(3.1) = -3.6\text{KN}$$

• Récapitulatif des charges et sollicitations :

Tableau III .1 : Tableau des charges et sollicitation de la poutrelle

Poutre						
	ELU			ELS		
Plancher	M appui max	M travée max	T max	M appui max	M travée max	T max
Terrasse	-11.99	9.69	21.16	-8.75	6.91	15.26
Etage et RDC	-10.8	9.53	18.37	-7.81	6.86	14.31

III.6.6-Calcul du ferrailage :

On considéré pour le ferrailage le type de poutrelle la plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

♦ ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 11.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{au}^{\max} = 9.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_u^{\max} = 21.16 \text{ KN}$$

♦ ELS :

$$M_{tser}^{\max} = 8.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 6.91 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Ferrailage en travée :

$h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{cm}; d = 0,9h = 18\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}$

$$f_{c25} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » 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.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2} \right) = 59.072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tu} = 11.99 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{tab} = 59.072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, la section en « Té » est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11.99 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,062) = 0,175\text{m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.99 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 1.96\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(1,41\text{cm}^2; 1.96\text{cm}^2) = \mathbf{1.96\text{cm}^2}$$

Donc on opte 3HA12 avec $A_s = 3.39\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 92,3\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{au} = 9.69\text{KN} \cdot \text{m} < M_{tab} = 59.072\text{KN} \cdot \text{m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans résistance donc le calcul se ramène une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9.69 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,05) = 0.176\text{m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.69 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(1.58 \text{ cm}^2; 0.21 \text{ cm}^2) = \mathbf{1.58 \text{ cm}^2}$$

Donc on opte **2HA12** avec **$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$**

III.6.7-Vérification à l'ELU :

✚ **Armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{250}{35}; 16; \frac{120}{10} \right\} = 7.14 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 0.7 \text{ cm}$$

On opte : **2Ø8** → **$A_t = 1.00 \text{ cm}^2$**

a. Vérification au cisaillement (A.5.1,211 du BAEL99)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire: **$T_u^{\max} = 21.16 \text{ KN}$**

On doit vérifier que : **$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pafissuration peu préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{21.16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.175 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.175 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

b. Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL99)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

Avec : $\tau_{sc} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$$

➤ **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 : $T_u = 13.36 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{21.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 0.18} = 1.3 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{25}{1.5} = 6.666 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = \frac{21.16 \times 10^{-3}}{348} = 0.0608 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

• **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{21.16 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,18} = 0,1.3 \text{MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,666 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_a^U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.16 \times 10^{-3} - \frac{9.69 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}}{348} = -0.363 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.6.8-Vérification à l'ELS :

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

• **Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$M_{tser} = 21.16 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$H = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 65 \times \frac{5^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (22.5 - 5) = -373.7 \text{cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T_é).

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$6y^2 + 315.8y - 1276.6 = 0$$

$$y = 4.81\text{cm.}$$

➤ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 16367.5\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.67 \times 10^{-3} \times 0.043}{16367.5 \times 10^{-8}} = 5.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 5.4 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En appuis :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$6y^2 + 50.8y - 1143 = 0$$

$$y = 8.62\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 6093.51\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser} \times y}{I} = \frac{6.99 \times 10^{-3}}{6093.51 \times 10^{-8}} \times 0.0862 = 9.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.88 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.9-Evaluation de la flèche :

La flèche admissible :

$$\text{Si } L \leq 500 \dots \dots \dots f_{adm} = L/500$$

Si $L > 500$ $f_{adm} = 0,5 + L/1000$

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h = 25\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; d = 22.5\text{cm}; L = 5\text{ m}$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,25}{5} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{3.39}{12 \times 22.5} < \frac{3.6}{400} = 0.0093 < 0.009 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$\frac{20}{396} = 0.050 \leq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{8.65}{9.67} = 0.059 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

La 2ème et 3ème condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

▪ Calcul de la flèche :

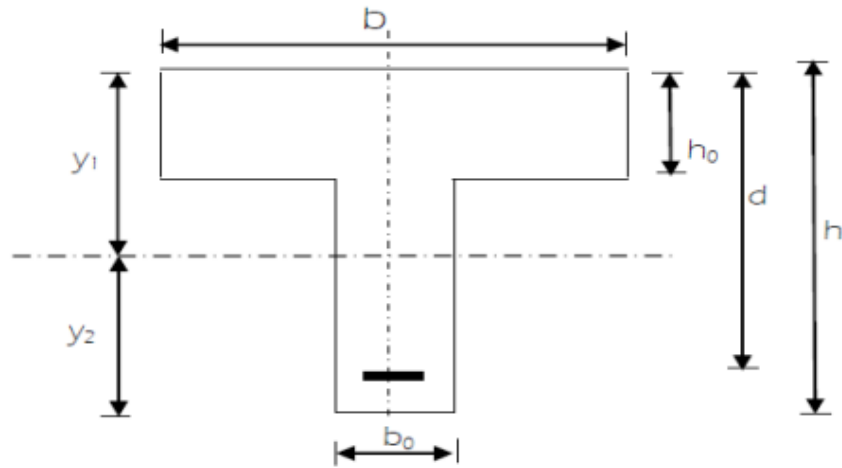
On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \leq \underline{f} \rightarrow \underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.3\text{mm}$$

Avec:

- $\underline{f}$: La fleche admissible
- E_v : Module de déformation différé
- $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{Mpa}$
- I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée
- $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.



- **Calcul des paramètres :**

$$S_{xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 10 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 22.5)$$

$$S_{xx} = 5556.6 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (1 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + (15 \times 3.39) = 562.8 \text{ cm}^3$$

Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{5556.6}{562.8} = 9.87 \text{ cm}$$

$$y_2 = 25 - 9.87 = 15.13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I_0 = 46587.733 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0125$$

La contrainte dans les aciers tendue est $\sigma_s = 131.155 \text{ Mpa}$

• **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 164.05 + 2.1} \right) = 0.558$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 1}{65} \right) \times 12.5 \times 10^{-2}} = 1.13$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 46587.733}{1 + (1.13 \times 0.558)} = 31429.1 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8.65 \times 10^6 \times 5000^2}{10 \times 10818.86 \times 31429.1 \times 10^4} = 6.35 \text{ mm}$$

$$\underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.3 \text{ mm}$$

$f \leq \underline{f} \rightarrow$ La condition vérifiée

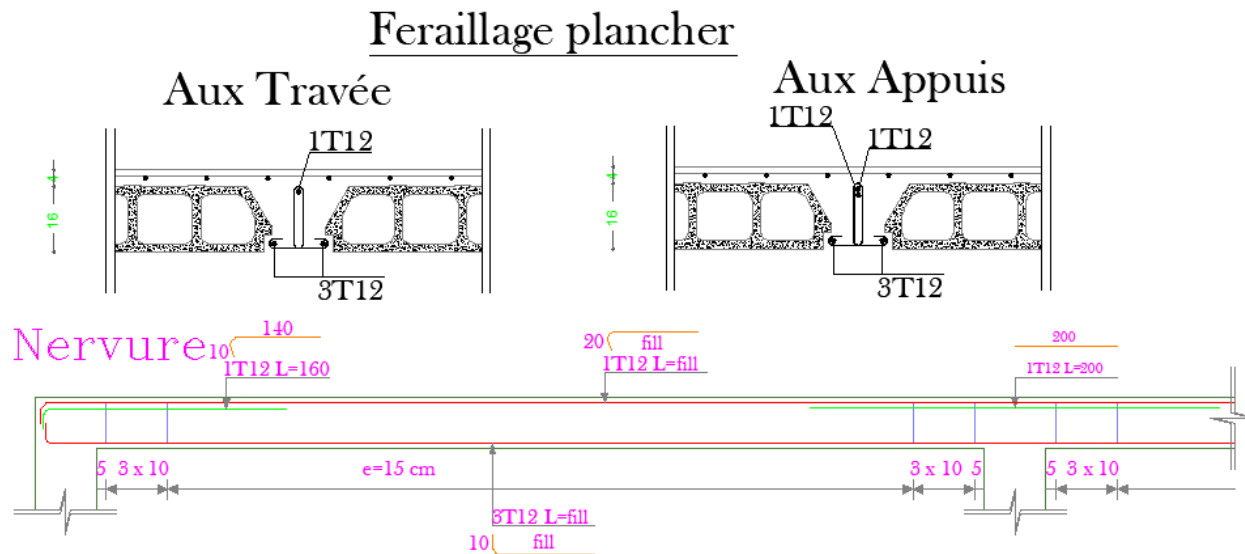


Figure III.21: Ferrailages des poutrelles

III.7.Dalle de compression

La dalle de compression est une couche de béton coulée sur toute la surface du plancher. Selon les informations fournies, l'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm. Pour assurer la résistance et la stabilité de la dalle, il est nécessaire de réaliser un ferrailage approprié.

- 33cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ si: $L_1 \leq 50\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2 / ml doit être au moins égale à:

$$A_{\perp \text{ Nervure}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L_1 \text{ en cm}) \text{ avec : un espacement : } S_t = 20\text{cm}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65\text{cm}$)

$A_{\perp \text{ Nervure}}$: Diamètre perpendiculaire à la poutrelle, $F_e=520\text{MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées)

$$A_{\perp \text{ Nervure}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = \frac{0.5\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp \text{ Nervure}} = 5\emptyset 6 = 1.41\text{cm}^2$$

Avec un espacement: $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T/2 = 1.41/2 = 0.705\text{cm}^2 \Rightarrow A_{//} = 5\emptyset 6 = 1.41\text{cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

• Conclusion

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

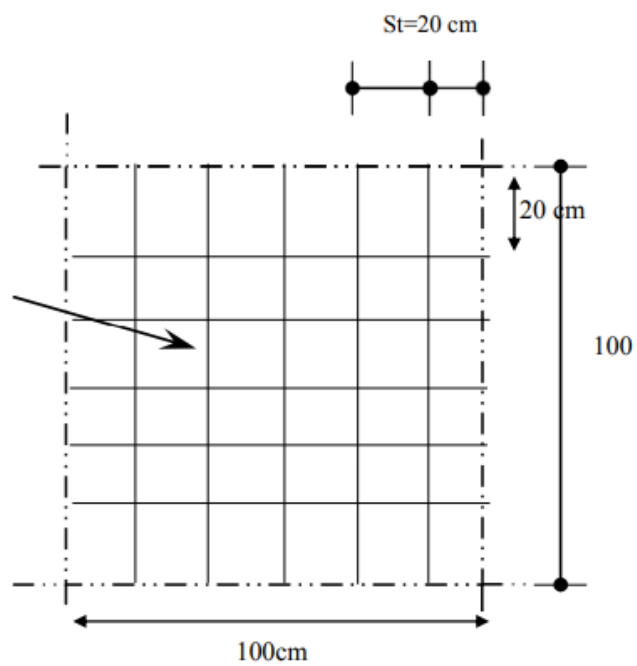


Figure III.22 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Chapitre IV
Etude Sismique Et Dynamique

IV.1-Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

IV.2- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'**Algier** donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur du structure : **h = 15.30m**

IV.3- Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.4- Calcul de force sismique total:

IV.4.1-Méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

▪ A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type III et un Groupe d'usage 2.

Tableau IV.1: Valeurs du coefficient d'accélération A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

ous trouverons : $A = 0.25$

▪ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

▪ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) : $T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0,88 > 0.7$

$\eta = 0,88$

➤ Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

- **h_N** : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 15.30 \text{ m}$$

- **C_T** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (15.30)^{3/4} = 0.387 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée. $T_x =$

$$\frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 15.30}{\sqrt{27.28}} \Rightarrow T_x = 0.264 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{l_y}} = \frac{0.09 \times 15.30}{\sqrt{21.00}} \Rightarrow T_y = 0.300 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal : $T_x = 0.264 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.300 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4 / 0.264)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_x = 2.90} \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4 / 0.300)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_y = 2.665} \end{cases}$$

✚ **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure contreventement constitué par des voiles porteurs $\Rightarrow \mathbf{R = 3.5}$

✚ **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \Sigma P_q}$

Tableau IV.2: Valeurs de P_q

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

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.2$

✚ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{Donc : } W = \sum w_i = 860165,07 \text{ KN}$$

➤ **Résumé des résultats :**

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)
Valeurs	0.25	2.90	2.665	1.2	3.5	4211865,99	0.264	0.300

Résumé des résultats : **Donc on a :** $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

$$V_{xstat} = 12145.37 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = 11380.25 \text{ KN}$$

IV.4.2-Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.**IV.4.2.1-choix de disposition des voiles.**

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

✚ **choix de disposition des voiles.**

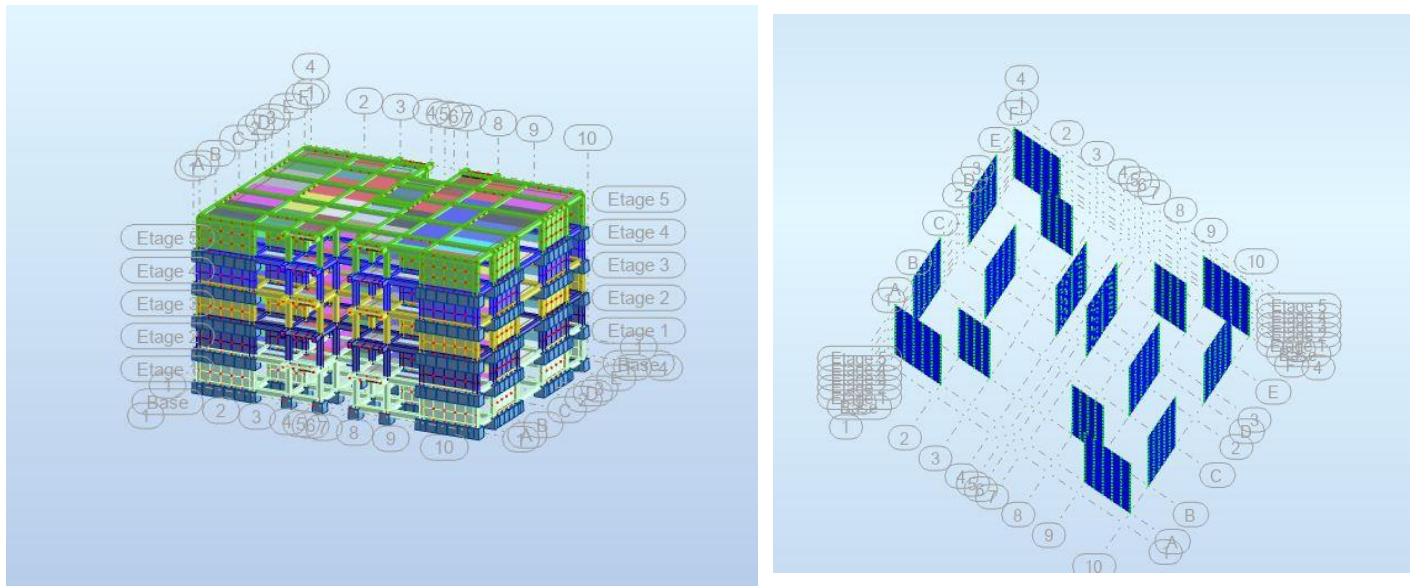


Figure IV.1 : Structure avec le voile

On a choisi la disposition des voiles suivante :

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle de la 2^{ème} disposition.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0.58	0.01	81.28	0.01	81.28	Trans.Y
2	0.54	0.02	0.05	0.04	81.33	Trans.X
3	0.48	84.24	0.01	84.28	81.35	Torsion
4	0.41	0.00	1.38	84.28	81.72	/
5	0.32	0.00	0.00	84.28	81.76	/
6	0.30	0.00	0.04	84.28	81.76	/
7	0.25	0.14	0.00	84.42	81.77	/
8	0.25	0.11	0.01	84.53	81.77	/
9	0.22	0.08	0.00	84.61	92.71	
10	0.19	0.00	9.94	84.61	92.74	
11	0.19	0.00	0.04	84.61	92.75	
12	0.18	0.02	0.00	84.64	92.75	
13	0.16	8.23	0.00	92.87	92.75	

• **Remarque:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- Une période fondamentale $T_{dyn} = 0.58$ s.
- RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0.644$ s estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : $1,3 \times T_e = 0.837 > T_{dyn} = 0.58$ (la condition est donc vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx') et (yy') successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.

- Les 13 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

IV.4.2.2-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette deuxième disposition des voiles

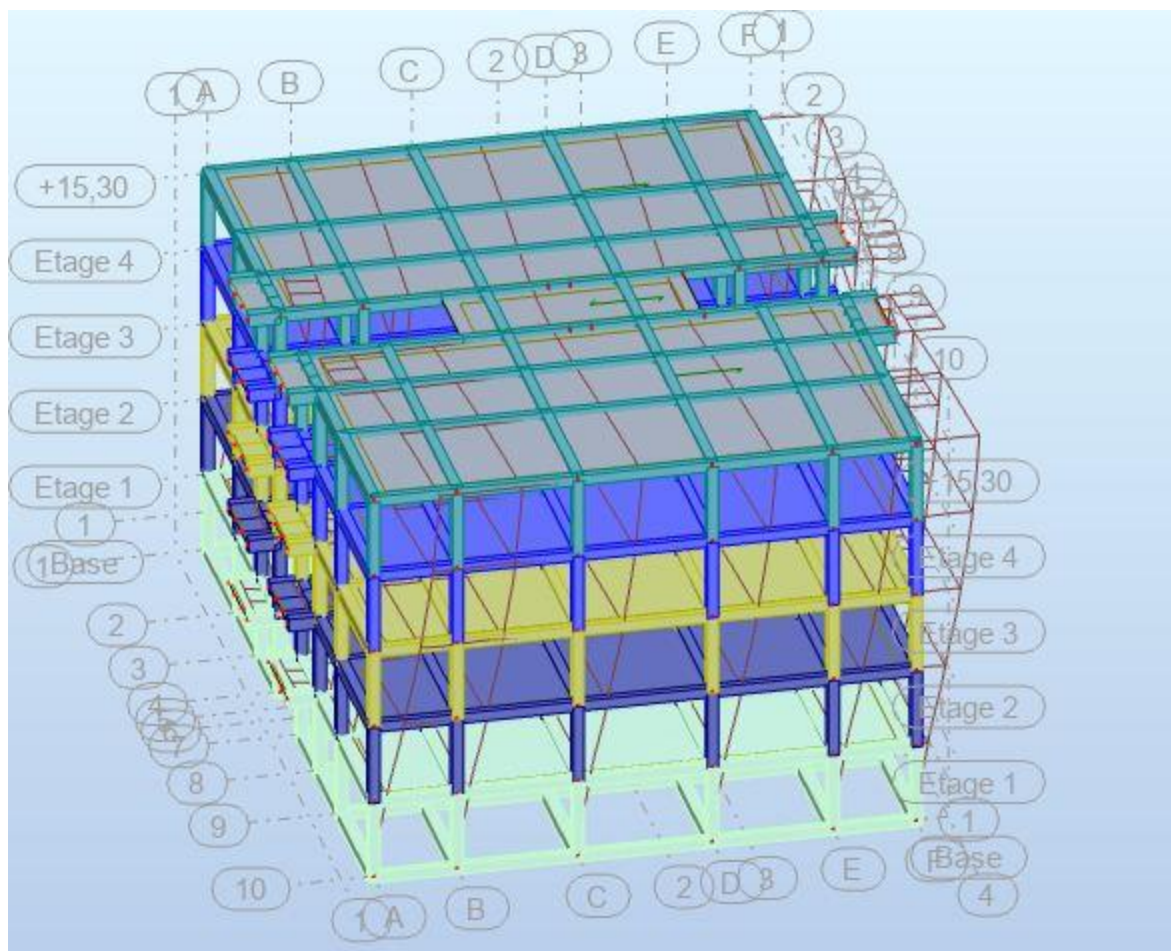


Figure IV.2 : 1^{ème} mode induit par la 2^{ème} disposition des voiles translation suivant l'axes (yy')

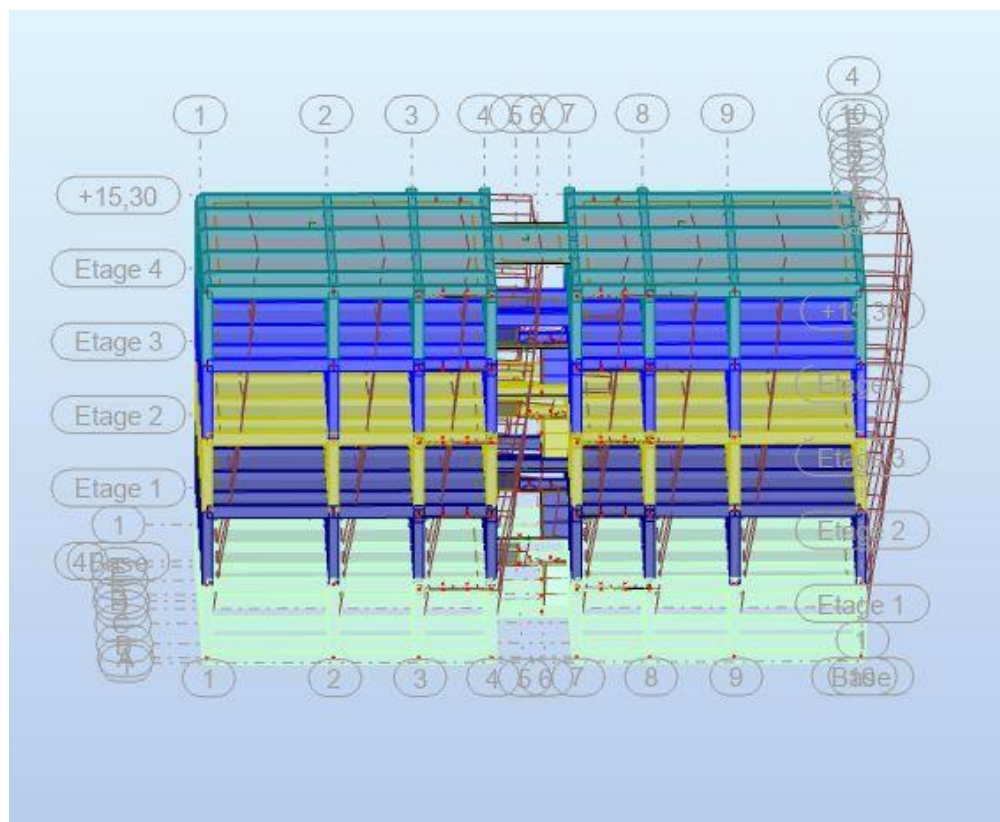


Figure IV.3 : 2^{ème} mode induit par la 2^{ème} disposition des voiles translation suivant l'axes (xx')

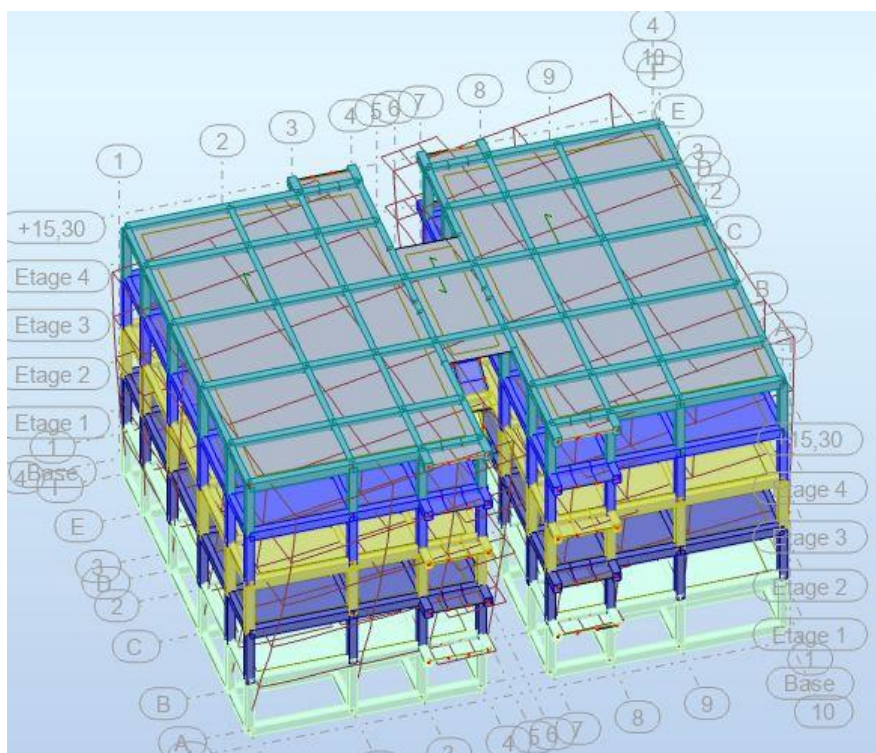


Figure IV.4 : Mode 3 induit par la 2^{ème} disposition des voiles

IV.4.2.3-L'effort sismique à la base

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base 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 .

- **L'effort sismique calculé par la méthode statique équivalent :**

$$V_{xstat} = 12145.37 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = 11380.25 \text{ KN}$$

- **D'après le fichier des résultats de ROBOT on a :**

$$V_{x dyn} = 9990.4 \text{ KN}$$

$$V_{y dyn} = 9487.7 \text{ KN}$$

Ceci nous donne :

$$0,80V_{xstat} = 9716.29 \text{ KN, donc : } V_{xdyn} > 0,80V_{xstat}$$

$$0,80V_{ystat} = 9104.2 \text{ KN, donc : } V_{y dyn} > 0,80V_{ystat}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

- **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad V_{k \rightarrow F}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4: Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens longitudinal

étage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	7527.4	18.10	7509.3
1	6723.3	62.70	6660.6
2	5769.6	79.40	5690.2
3	5063.6	78.00	4985.6
4	4431.3	80.80	4350.5

Tableau IV.5: Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens transversal:

étage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	8074.7	38.30	8036.4
1	7258.7	58.80	7199.9
2	6340.9	67.40	6273.5
3	5562.8	78.40	5484.4
4	4830.9	80.80	4750.1

IV.4.3-Justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs

Pour la justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs :

➤ Que les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 85727 KN
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles 16305.27: KN

$16305.27/85727 = 0.192$ Donc : 19.20 % → **Condition Verifiée**

➤ la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.4.3.1-Vérification des déplacements:

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 4

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.6:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Etage	Max Ux [cm]	Min Ux [cm]	dr Ux [cm]
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.1	0.3
2	0.8	0.4	0.4
3	1.2	0.8	0.4
4	1.6	1.2	0.4

Tableau IV.7:Distribution des déplacements dans le sens transversal

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	dr Uy [cm]
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.1	0.3
2	0.7	0.4	0.3
3	1.2	0.7	0.5
4	1.6	1.2	0.4

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

IV.4.3.2-Justification de l'effort p- δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau IV.8:Justification de l'effort p- δ : Sens longitudinal

Etage	W(t)	$p_k(t)$	Δ_k (m)	$V_x(t)$	h_k (m)	Θ	≤ 0.1
RDC	850.69	850.69	0.001	7527.4	3.06	0.0001	C.V
1	850.69	1701.38	0.003	6723.3	3.06	0.003	C.V
2	850.69	2552.07	0.004	5769.6	3.06	0.008	C.V
3	850.69	3402.76	0.004	5063.6	3.06	0.009	C.V
4	850.69	4253.45	0.004	4431.3	3.06	0.012	C.V

Tableau IV.9:Justification de l'effort p- δ : Sens transversal

Etage	W(t)	$p_k(t)$	Δ_k (m)	$V_y(t)$	h_k (m)	Θ	≤ 0.1
RDC	850.69	850.69	0.001	8074.7	3.06	0.0001	C.V
1	850.69	1701.38	0.003	7258.7	3.06	0.006	C.V
2	850.69	2552.07	0.003	6340.9	3.06	0.009	C.V
3	850.69	3402.76	0.005	5562.8	3.06	0.016	C.V
4	850.69	4253.45	0.004	4830.9	3.06	0.023	C.V

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

IV.4.4-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

❖ Sens longitudinal :

$M_s = 1285905 \text{ KN.m}$

Tableau IV.10:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Niveau	$F_i \text{ (KN)}$	$h_i \text{ (m)}$	$F_i \times h_i \text{ (KN.m)}$
RDC	7527.4	3.06	23033.84
1	6723.3	3.06	20573.29
2	5769.6	3.06	17654.97
3	5063.6	3.06	15512.97
4	4431.3	3.06	13559.77
			$M_{Rx} = 125062.75$

Vérifications:

$M_s/M_{Rx} = 10.28 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifie}$

❖ Sens transversal :

$M_s = 1058728.45 \text{ KN.m}$

Tableau IV.11:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Niveau	$F_i \text{ (KN)}$	$h_i \text{ (m)}$	$F_i \times h_i \text{ (KN.m)}$
RDC	8074.7	3.06	24708.58
1	7258.7	3.06	22211.62
2	6340.9	3.06	19403.15
3	5562.8	3.06	17022.16
4	4830.9	3.06	14782.55
			$M_{Rx} = 136424.55$

Vérifications:

$M_s/M_{Ry} = 7.76 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifie}$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens

IV.5-Caractéristique géométrique et massique

IV.5.1-Introduction :

Dans les chapitres précédents, nous avons examiné la structure sous la forme de sollicitations statiques. Les charges horizontales étaient supposées être permanentes et le facteur temps jamais été pris en compte dans les calculs.

Il est crucial de comprendre les vibrations naturelles (propres) de la structure, quel que soit le problème que l'on souhaite résoudre. Les causes qui ont entraîné la structure hors de sa position d'équilibre ne sont pas considérées dans le cas des vibrations libres. L'objectif est d'examiner son comportement une fois qu'il est livré à lui-même et qu'il reste en présence des forces d'inertie, des forces de rappel et éventuellement des forces d'amortissement.

L'excitation sismique engendre des forces dans la structure qui peuvent amener à une ruine brutale.

IV.5.2-Centre de masse:

- **Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de la structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

x_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Tableau IV.12:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

ETAGE	MASSE(t)	G (x,y) [m]
RDC	464.54	15.65 ; 12.00
1	464.54	15.65 ; 12.00
2	464.54	15.65 ; 12.00
3	464.54	15.65 ; 12.00
4	464.54	15.65 ; 12.00

IV.5.3-Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la construction. En autres termes, c'est le point où les réactions des voiles et des poteau se produisent.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme , vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

Tableau IV.13:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

ETAGE	MASSE(t)	R (x,y) [m]
RDC	464.54	15.63 ; 11.58
1	464.54	15.63 ; 11.58
2	464.54	15.63 ; 11.58
3	464.54	15.63 ; 11.58
4	464.54	15.63 ; 11.58

IV.5.4-Excentricite :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau IV.14:Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

ETAGE	ex (m)	ey (m)
RDC	0.02	0.42
1	0.02	0.42
2	0.02	0.42
3	0.02	0.42
4	0.02	0.42

IV.5.5-L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_a = 0.05 L$ avec : $L_x = 30.00$ m $e_a = 1.5$ m
- $e_a = 0.05 L$ avec : $L_y = 24.70$ m $e_a = 1.23$ m

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

- $e_a = 0.02 < e_a = 1.5$ (CV)
- $e_a = 0.42 < e_a = 1.23$ (CV)

IV.6-Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude la plus importante dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amènes à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **RPA99/version2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les type de structure, car des contraintes architecturales peuvent entravée certains étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V
Etude Des Éléments Structuraux

V.1-Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaire et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – Poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés armés (ferraillé) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour les ferraillages et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ROBOT.

V.1.1- Etude des poutres :

❖ Définition et rôle :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charge et surcharge pour les transmettre aux poteaux

❖ Chargement de la poutre :

Les chargements ou encore les charges les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séisme).

V.1.2-Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, Les poutres secondaire qui assurent le chainage.

Après la détermination des sollicitations on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/v2003** des efforts données par le logiciel de calcul ROBOT, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \text{ Selon } \mathbf{BAEL93}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G + E \end{cases} \text{ Selon RPA99/v2003}$$

Tableau.V.1: : Combinaison de calcul de la poutres

Combinaison	ELU		ELS		ELA		V _{max} (KN)
Position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	ELU
P.P (30x40)	56.31	-92.12	41.37	-67.71	81.73	-122.37	114,29
P.S (30x35)	28.42	-47.35	18.16	-33.63	51.24	-67.9	63.68

Tableau.V.2: Caractéristique des matériaux.

	γ_b	γ_s	$f_{c8}(\text{Mpa})$	$f_{bc}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	σ_s
Situation normale	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelles	1.15	1	25	18.48	400	400

V.1.3-Ferraillage de la poutre principale :**➤ Armatures longitudinales :****▪ Ferraillage en travée (1.35G + 1.5Q)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{56.31 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.101)}) = 0.133$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.133) = 34\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{56.31 \times 10^3}{34 \times 348} = 4.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bx dx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3\text{cm}^2 < A_s^t = 4.7\text{cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{3HA16} =$$

$$6.03\text{cm}^2$$

▪ **Ferraillage sur appui (G + Q ± E)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{122.37 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.170 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.170)}) = 0.234$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.234) = 32.6 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{122.37 \times 10^3}{32.6 \times 348} = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_s^t = 10.7 \text{ cm}^2$$

on prend **6HA16** = 12.06 cm²

▪ **Vérification :**

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\% (b x h) = 6 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

$$4\% . b . h \text{ en zone courante } (A_{s, \max} = 48 \text{ cm}^2)$$

$$6\% . b . h \text{ en zone de recouvrement } (A_{s, \max} = 72 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armature transversale :**

D'après le **BAEL91** :

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ cm} = \min \left(\left(\frac{40}{35} = 1.14; \frac{30}{10} = 3; 1.2 \right) \right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le **RPA99/v2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t b$

▪ Pour la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 10\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10\text{cm}$

▪ Pour la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15\text{cm}$

Ça nous donne $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale : } A_t \geq 0.3\%(10)(30) = 0.9\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{zone courante : } A_t \geq 0.3\%(15)(30) = 1.35\text{cm} \end{cases}$

On adoptera $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$
- Zone courante $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \frac{114.29}{30 \times 36} = 0.105\text{Mpa}$$

$$\tau_* = \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(3.75; 4) = 3.75\text{Mpa} > \tau_u = 0.105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.3-Vérification à ELS :

➤ En travée :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7.5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{12.06}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 12.06)}{7.5(12.06)^2}} - 1 \right] = 15.77\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 15,77^3}{3} + 15[12,31(36 - 15,77)^2] = 114787,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{67,71 \times 10^{-3} \times 15,77 \times 10^{-2}}{114787,41 \times 10^{-8}} = 9,302 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,302 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{67,71 \times 10^{-3}}{114787,41 \times 10^{-8}} (0,36 - 0,1577) = 178,99 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 178,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7,5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{6,7}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 6,7)}{7,5(6,7)^2}} - 1 \right] = 12,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 6,7^3}{3} + 15[6,7(36 - 12,07)^2] = 60557,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{41,37 \times 10^{-3} \times 12,07 \times 10^{-2}}{60557,6 \times 10^{-8}} = 8,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{41.37 \times 10^{-3}}{60557.6 \times 10^{-8}} (0,36 - 0,1207) = 245.2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 245.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.1.4-Vérification de la flèche :

$$\square \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{485} = 0.082 > 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\square \frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.082 > 0.07 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\square \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0062 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.5-Ferraillage de la poutre secondaires :

➤ Armatures longitudinales :

▪ Ferraillage en travée (1.35G + 1.5Q)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{28.42 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.067 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.067)}) = 0.086$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 31.5(1 - 0.4 \times 0.086) = 30.4 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{28.42 \times 10^3}{30.4 \times 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} = 1.1 \text{ cm}^2 < A_s^t = 2.6 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{3HA12} =$$

$$3.39 \text{ cm}^2$$

▪ Ferraillage sur appui (G + Q ± E)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{67.9 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 18.48} = 0.123 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.123)}) = 0.164$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 31.5(1 - 0.4 \times 0.164) = 29.4 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{67.9 \times 10^3}{29.4 \times 348} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} = 1.1 \text{ cm}^2 < A_s^t = 6.6 \text{ cm}^2$$

on prend **6HA12** = 6.78 cm²

▪ Vérification :

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\%(b x h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

4%. b.h en zone courante ($A_{s, \max} = 42 \text{ cm}^2$)

6%. b.h en zone de recouvrement ($A_{s, \max} = 63 \text{ cm}^2$)

➤ Armature transversale :

D'après le **BAEL91** :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \text{ cm} = \min\left(\left(\frac{35}{35} = 1; \frac{30}{10} = 3; 1.2\right)\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le **RPA99/v2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t b$

- Pour la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 8.75\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 8.5\text{cm}$

- Pour la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 17\text{cm}$

$$\text{Ça nous donne } \begin{cases} S_t = 10\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale : } A_t \geq 0.3\%(8.5)(30) = 0.76\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{zone courante : } A_t \geq 0.3\%(17)(30) = 1.53\text{cm} \end{cases}$$

On adoptera $4T8 = 2.01\text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 8.5\text{cm}$
- Zone courante $S_t = 17\text{cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \frac{63.68}{30 \times 31.5} = 0.067\text{Mpa}$$

$$\tau_* = \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(3.75; 4) = 3.75\text{Mpa} > \tau_u = 0.067 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.6-Vérification à ELS :

➤ En travée :

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7.5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{3.39}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)^2}} - 1 \right] = 8.76\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 8.76^3}{3} + 15[3.39(31.5 - 8.76)^2] = 14519.8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{33.63 \times 10^{-3} \times 8.76 \times 10^{-2}}{14519.8 \times 10^{-8}} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{33.63 \times 10^{-3}}{14519.8 \times 10^{-8}} (0,315 - 0,0876) = 194 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7,5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{6.78}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 6.78)}{7,5(6.78)^2}} - 1 \right] = 11.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 6.78^3}{3} + 15[6.78(31.5 - 6.78)^2] = 65162.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{18.16 \times 10^{-3} \times 11.57 \times 10^{-2}}{65162.7 \times 10^{-8}} = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{18.16 \times 10^{-3}}{65162.7 \times 10^{-8}} (0,315 - 0,1158) = 83.27 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 83.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.1.7-Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{465} = 0.086 > 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.086 > 0.07 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0071 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$

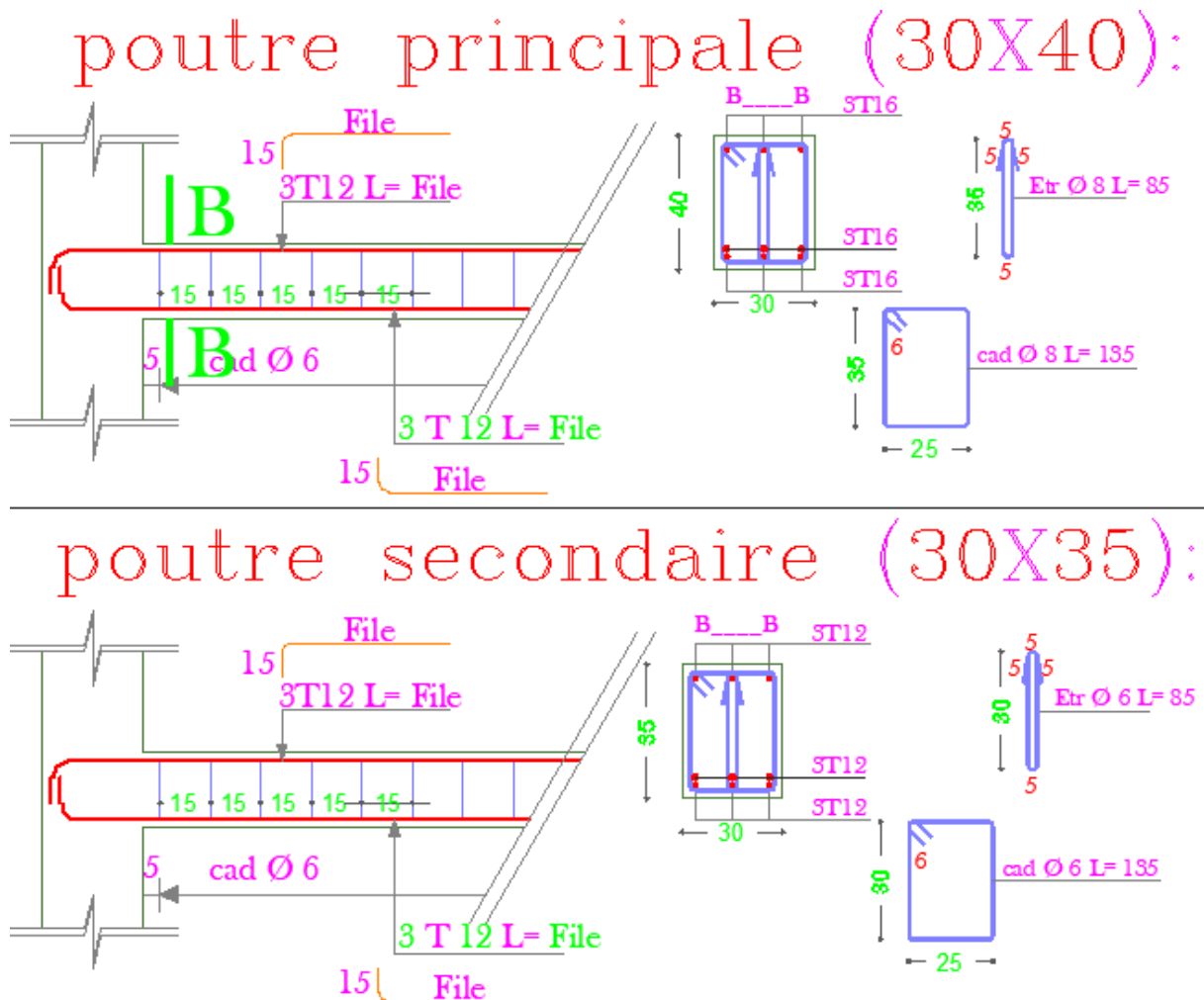


Figure V.1: Schéma du ferrailage des poutres

V.2-Etude des poteaux :

❖ Définition :

C'est un éléments porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations..

❖ Sollicitation internes :

❖ Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N) ils ont aussi sollicité par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontal (séisme).

❖ Ferrailage des poteaux :

Les poteaux des éléments structuraux assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux direction longitudinale et transversales, ils sont donc calculés en flexion biaxiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (Mx ; My) sont donnée par les combinaisons les plus défavorable introduits dans le logiciel ROBOT 2014 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ ELA = \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (voir l'organigramme du ferrailage des section de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA99/V2003 données ci-après :

❖ Recommandation du règlement parasismique algérien RPA99/Version2003

➤ Les Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage minimal sera
 - **0.8%** de section de béton (en zone IIa) ;
 - **0.9%** de la section de béton (en zone IIb et III)
- Leur pourcentage maximal sera de

- 4% de la section de béton (en zone courante) ;
- 6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de
 - 40Φ (en zone I et IIa) ;
 - 50Φ (en zone IIb et III) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm (en zone I et IIa) ;
 - 20cm (en zone IIb et III) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones.
- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le **RPA99/V2003 (Art : 7.4.2.2)** à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Tel que :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul .
- h_t : Hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte élastique de l'acier d'armature transversales .
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 (\lambda_g: \text{l'elancement géométrique}) \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée

t : est l'espacement des armatures transversales ; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit

▪ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ en zone I et Iia}$$

$$t \leq 10\text{cm en zone IIb et III ;}$$

▪ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 10\phi_1 \text{ en zone IIb et III}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_t}{2}, 10\phi\right) \text{ en zone IIb et III}$$

Ou ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

➤ La quantité d'armature transversale minimale **At/t. b_1** en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_l minimum.

❖ **Vérification de l'effort normal de compression**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/V2003 (art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivantes :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$V = \frac{1121.94 \times 10^3}{40 \times 40 \times 25 \times 10^2} = 0.28 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tel que :

- N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles : (Sismique) ;
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge 28 jours

Les sollicitation prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\left\{ \begin{matrix} M_{33 \cdot max} - N_{cor} \\ M_{33 \cdot min} - N_{cor} \end{matrix} \right\}, \left\{ \begin{matrix} M_{22 \cdot max} - N_{cor} \\ M_{22 \cdot min} - N_{cor} \end{matrix} \right\}, \left\{ \begin{matrix} N_{max} - M_{33 \cdot cor} \\ N_{max} - M_{33 \cdot cor} \end{matrix} \right\}$$

V.2.1-Calcul le ferrailage poteau :

a). Armatures longitudinales

sens de X

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 16.26 Mpa \\ \sigma_s = 400 Mpa \end{cases}$
- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{98.35}{384.934} = 0.2554m \rightarrow e_1 = 25.54cm$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2cm$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 0.52$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(384.934)^2}{10^4 \cdot (40)} (2 + 0.52 \times 2) = 3.77 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 3.77 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 25.54 + 3.77 + 2 = 31.31 \text{ cm}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\psi = \frac{N}{N_{b,max}} = \frac{N}{b \cdot h \sigma_b} = \frac{384.934 \times 10}{40 \times 40 \times 16.26} = 0.147$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\psi = 0.147 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi = 0.147 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.147}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.147})} = 0.161$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.161 \times 40 = 6.44 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$e = 31.31 \text{ cm} > e_{nc} = 6.44 \text{ cm}$: **La section est partiellement comprimée.**

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée.

A_s fictif: Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 98.35 + 384.934 \left[0.306 - \frac{0.40}{2} \right] = 139.15 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 139.15 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.189 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.189 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.189)} \right] = 0.265$$

$$A_{S.Fictif} = 0.265 \times 40 \times 30.6 \cdot \frac{16.26}{400} = 13.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S.Fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 13.18 - \frac{384.934}{400} = 12.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

sens Y

▪ Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16.26 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{103.41}{326.54} = 0.3166 \text{ m} \rightarrow e_1 = 31.66 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 0.5$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(326.54)^2}{10^4 \cdot (40)} (2 + 0.5 \times 2) = 2.39 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 2.39 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1.22\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 31.66 + 2.39 + 2 = 36.05 \text{ cm}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\psi = \frac{N}{N_{b,max}} = \frac{N}{b \cdot h \sigma_b} = \frac{326.54 \times 10}{40 \times 40 \times 16.26} = 0.125$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\psi = 0.125 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi = 0.080 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.125}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.125})} = 0.162$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.162 \times 40 = 6.48 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$e = 31.66 \text{ cm} > e_{nc} = 6.48 \text{ cm}$.. **La section est partiellement comprimée.**

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée.

A_s fictif: Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 103.41 + 326.54 \left[0.306 - \frac{0.40}{2} \right] = 137.96 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 137.96 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.187 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.187 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.187)} \right] = 0.261$$

$$A_{S.Fictif} = 0.261 \times 40 \times 30.6 \cdot \frac{16.26}{400} = 12.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S.Fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 12.98 - \frac{326.54}{400} = 12.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

N.B puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M ; N)

Nous avons les sections limites exigées par les **RPA99/V2003** :

$$A_{min} = 0.9\% \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la zone III)}$$

$$A_{max} = (\text{Zone courante}) = 4\% \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = (\text{Zone recouvrement}) = 6\% \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = (8\text{HA}16) = 16.08 \text{ cm}^2$

- **Vérification :**

$$A_{min} = 13.13 \text{ cm}^2 < A = 16.08 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{max} = 64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone courante} \\ A_{max} = 96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$50\phi = 50 \times 16 = 800mm$$

c) Armatures transversales

On choisit : $\phi_t = 8mm$

$$\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi x d^2}{4} = 4x \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} = 2.01cm^2 \dots \dots \dots A_t = 4\phi 8 = 2.01cm^2$$

❖ **Escarpeement des armatures transversales : selon RPA99**

- Dans zone nodale $\Rightarrow t \leq 10cm$ en zone IIb et III ;
- Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_t}{2}, 10\phi\right)$ en zone IIb et III

On prend **t = 15cm**

- **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7x(3.06)}{0.40} = 5.3 \Rightarrow \rho_b = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 176.76 \times 10}{40 \times 235} = 0.470cm^2$$

$$A_t = 0.470cm^2 < 2.01cm^2$$

d) Vérification de la quantité d'armature transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \lambda_g = 6.4 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{10 \times 40} \times 100 = 0.50\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Justification des poteaux sous l'effet 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 limité ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{176.76 \times 10}{40.30.6} = 1.44 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

$$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) \dots \dots \text{Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Avec :

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_b > 5$$

$$\rho_b = 0.040 \text{ si } \lambda_b < 5$$

$$\text{On a } \lambda = 6.4 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.65 \text{ Mpa}$$

Constataion :

$$\tau_u = 0.144 \text{ Mpa} < \min(2.87 \text{ Mpa}; 1.65 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{C V}$$

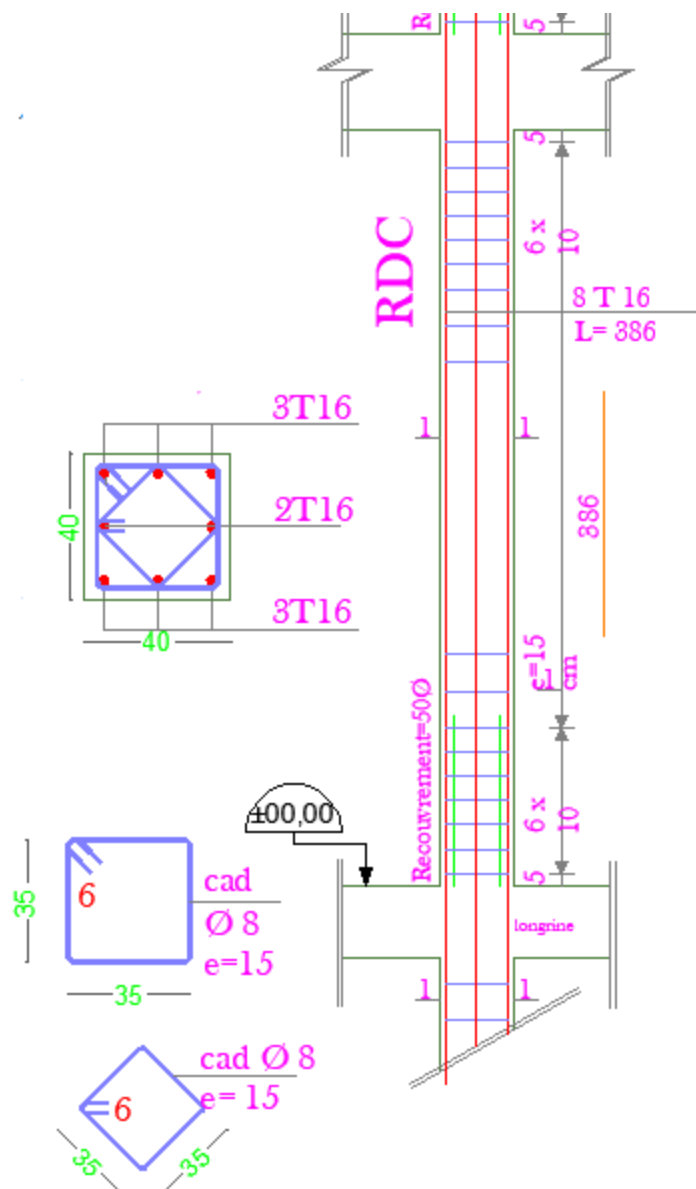


Figure V.2: Ferraillage du poteau

V.3.-Etude des voiles:

V.3.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA99/V2003, sous l'action horizontales (séisme et vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- **Flexion composée** : Le voile est soumis à des moments fléchissants résultant des charges verticales et des actions horizontales. La combinaison de ces forces crée une flexion composée dans le voile
- **Effort tranchant** : Les actions horizontales peuvent également entraîner un effort tranchant dans le voile

Il est donc nécessaire de dimensionner et de renforcer adéquatement le ferrailage du voile pour résister à ces sollicitations.

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois dispositions du ferrailage qui sont :

- Aciers verticaux
- Aciers horizontaux

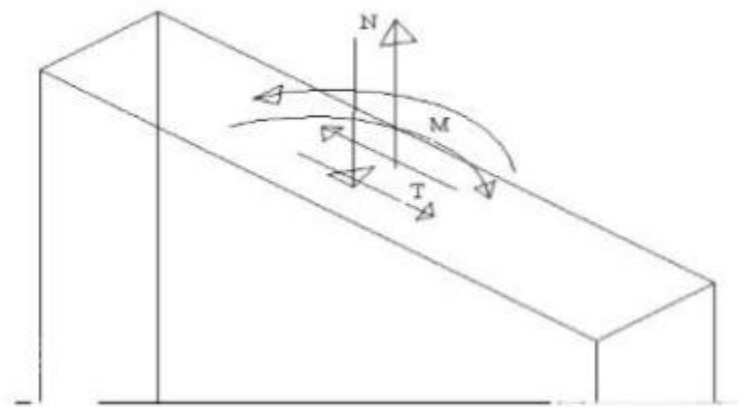


Figure.V.3 : Voile soumis à la flexion composée.

V.3.2-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

- N : effort normal appliqué
- M : Moment fléchissant appliqué
- A : section transversale du voile
- v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

• **Remarque :**

Si σ_1 et σ_2 sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC)

Si σ_1 et σ_2 sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

▪ **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue μ en utilisant les triangles semblables :

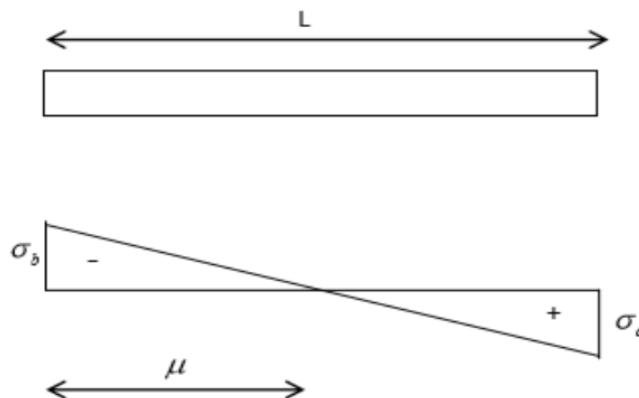


Figure V.4 : Section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{\sigma_b}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)+1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$$

▪ Section entièrement tendue :

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égal à $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$

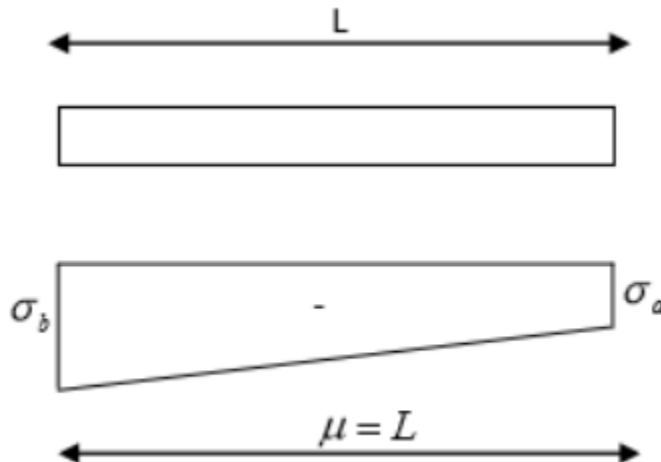


Figure.V.5 : Section entièrement tendue.

▪ Section entièrement comprimée :

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

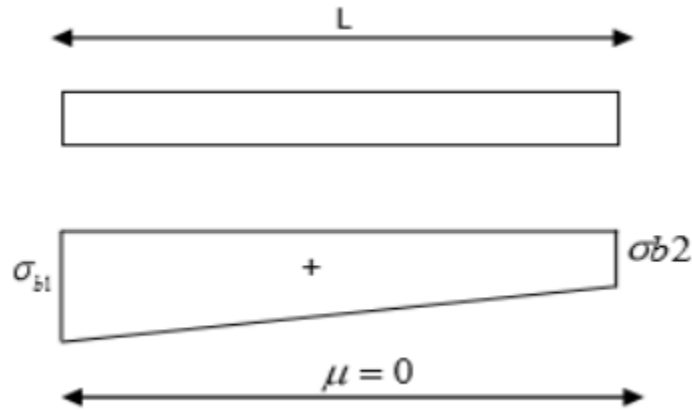


Figure V.6 : Section entièrement comprimée

- **Combinaison**

Les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.3.3-Prédimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Tableau.V.3: Prédimensionnement des voiles

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC + 1 ^{ere} ⇒ 4 ^{eme} Etages	3.06m	20cm

➤ Les Armatures Verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'ils puissent reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tentant compte des prescriptions composées par **RPA99/V2003** Et décrites ci-dessous

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : Longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieurs.
- Toutes les autres barres n'ont pas des crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile (comme indique la figure suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

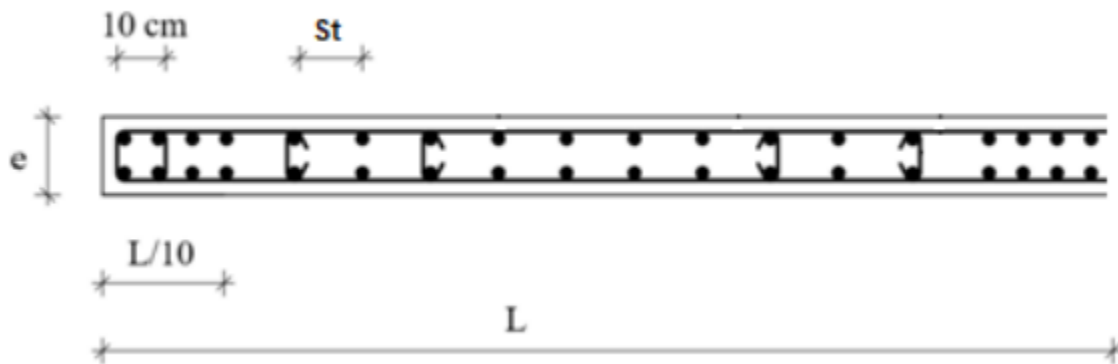


Figure V.7: disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **Armatures horizontales :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ** .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**).

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30$$

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $\Rightarrow$ **0.15%**
- En zone courante $\Rightarrow$ **0.10%**

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Les diamètres

des verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø : pour les barres situées les zones ou le recouvrement du signe des efforts possible

20Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.4-Calcul le ferrailage des voiles :

V.3.4.1-Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion simple composée sous les sollicitation les plus défavorable (M, N) pour une section (e x l). La section trouvé (A) sera répartie sur la zone tendu de la section en respectant les recommandations du **RPA99/v2003**.

1^{er} Cas

- **Caractéristique géométrique du voile :**

$$A = e \times L \Rightarrow 0.2 \times 5.2 = 1.04m^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} \Rightarrow \frac{5.2}{2} = 2.6m$$

$$I = \frac{exL^3}{12} = \frac{0.2 \times 5.2^3}{12} = 2.3m^4$$

- **Ferrailage sous combinaison (0.8G ± E)**

a) Calcul des contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \frac{-240.820}{1.04} + \frac{-2475.2 \times 2.6}{2.3} = -3029.6KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \frac{-240.820}{1.04} - \frac{-2475.2 \times 2.6}{2.3} = 2566 KN/m^2$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ **Donc la section est partiellement comprimée**

On calcul la longueur de la zone de traction

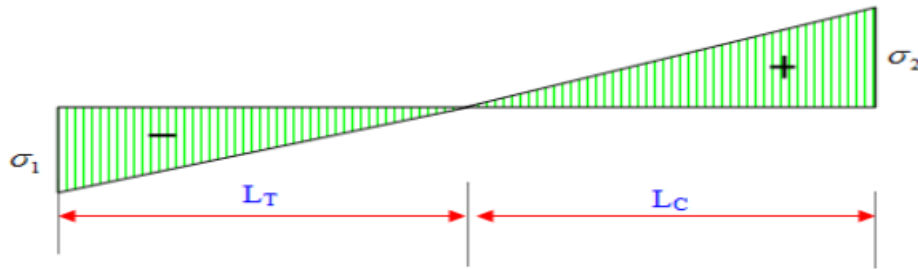


Figure.V.8 : Schéma statique des contraintes.

▪ **Calculé la zone tendu**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)+1\right]} = \frac{5.2}{\left[\left(\frac{3029.6}{2566}\right)+1\right]} = 2.4m$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{3029.6 \times 2.4 \times 0.2}{2} = 727.1KN$$

$$T = 727.1KN.$$

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{727.1 \times 10^3}{400} = 18.1cm^2$$

$$A_s = 18.1cm^2$$

▪ **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0.20\%b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0.002 \times 0.2 \times 2.3 = 9.2cm^2$$

▪ **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRRPA} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 5.2 = 15.6cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{svl} = \max(A_s, A_{sminRPA};) = (18.1; 15.6) = 18.1cm^2.$$

On adopté : **9HA16 = 18,10cm²**.

2^{er} Cas

- **Caractéristique géométrique du voile :**

$$A = e \times L \Rightarrow 0.2 \times 5.2 = 1.04m^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} \Rightarrow \frac{5.2}{2} = 2.6m$$

$$I = \frac{exL^3}{12} = \frac{0.2 \times 5.2^3}{12} = 2.3m^4$$

- **Ferraillage sous combinaison (0.8G ± E)**

a) Calcul des contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \frac{829.27}{1.04} + \frac{2458.7 \times 2.6}{2.3} = 3575.9KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \frac{829.27}{1.04} - \frac{2458.7 \times 2.6}{2.3} = -1981.3 KN/m^2$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ **Donc la section est partiellement comprimée**

On calcul la longueur de la zone de traction

▪ Calculé la zone tendu

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)+1\right]} = \frac{5.2}{\left[\left(\frac{3575.9}{1981.3}\right)+1\right]} = 1.8m$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{3575.9 \times 1.8 \times 0.2}{2} = 643.6KN$$

T = 643.6KN.

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{643.6 \times 10^3}{400} = 16.09cm^2$$

$$A_s = 16.09cm^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0,20\%b \times Lt$$

b :épaisseur du voile

Lt: longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0,002 \times 0,2 \times 2.3 = 9.2\text{cm}^2$$

▪ **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRRPA} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 5.2 = 15.6\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv2} = \max(A_s, A_{sminRPA};) = (16.09; 15.6) = 16.09\text{cm}^2.$$

• **Choix des armatures :**

$$\text{Donc } A_{svertical} = \max(A_{sv1}; A_{sv2}) = (18,10; 16.09) = 18,10\text{cm}^2$$

On adopté : **9HA16 = 18,10cm².**

V.3.4.2-Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4V/bd.$$

V : effort tranchant à la bas du refond.

b: la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0,9h = 306 \times 0,9 = 275.4\text{cm}$$

h = hauteur de la section.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\tau_u} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$$

$$V = 56,3\text{KN}$$

$$\tau = 1,4 \times \frac{56,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,754} = 0,143 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = 0,143 < 3,75$$

V.3.5-Calcul de ferrailage horizontal :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \times K; f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3 \text{ MPa}\}$$

$K = 0$ cas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ: S_t \leq (1.5e; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b = \frac{0,143 \times 25}{0,9 \times 348} \times 20 = 0,228 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exige pour la partie courante qui doit être armée d'un quadrillage d'armature en double nappe est :

- Pour : $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot h$
- On a: $\tau > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot h$

$$\text{On a: } \tau = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,625 \Rightarrow A_t = 0,0015 \times 20 \times 306 = 9,18 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : on adopte 9HA12 = 10.18 cm².**

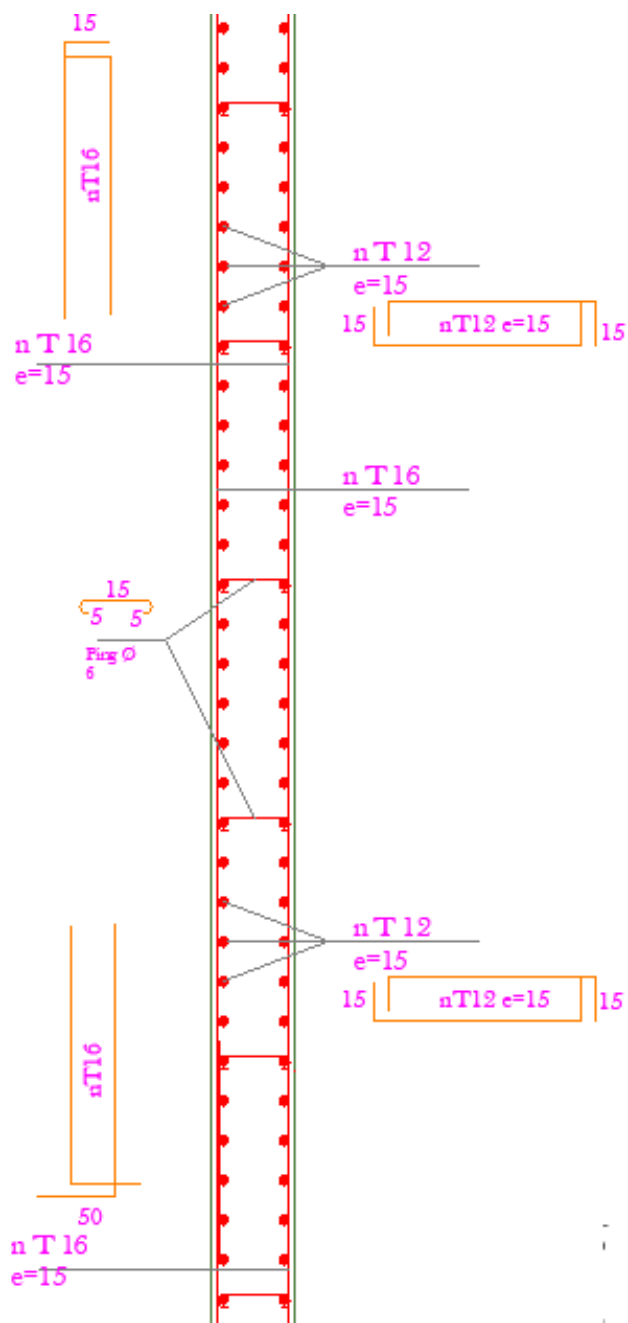


Figure.V.10 : Ferrailage de voile 20cm.

Chapitre VI
Etude Des Fondations

VI.1-Introduction :

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variable supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharge au sol dans de bonnes conditions, de façons à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

❖ Différentes types de fondations :**a. Fondation superficielle :**

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

- Semelles isolées sous poteaux ;
- Semelles filantes sous murs, radiers.

b. Fondation profondes :

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottement pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux

❖ La limites entre superficielles et profondes :

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forme la vague et suffisamment faible pour négligé, On est en fondations superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite, Cette limite dépend les deux conditions représentées dans la figure

VI.2-Dimensionnement de la semelle

VI.2.1-Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment = 42118.65 KN

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \rightarrow 200 \text{ KN/m}^2$$

La surface totale du bâtiment = 543.38 m²

La Vérification le pourcentage d'occupation de surface selon le **DTR BC 2.331** pour choisir le type de fondation :

$$S = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{42118.65}{200} = 210.59$$

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{210.59}{543.38} = 0.3875 \rightarrow 38.75\% < 50\%$$

Alors la surface totale de la semelle ne dépasser pas 50% de la surface de sol d'essai, on déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, ont procédé tout d'abord à la vérification des semelles isolée puis la semelle filante, si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera à radier générale.

VI.3-Semelle isolée :

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a,b), donc $S = a \times b = 40 \times 40 \text{ cm}^2$

Soit une semelle isolée sous poteau

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = 954.78 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = 12.43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

VI.3.1-Détermination des dimensions de semelle

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12.43}{954.78} = 0,013m$$

$$\frac{N_{ser}}{A^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$A^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}}$$

Donc On adopte : $A = B = 2.2m$

Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{2}{6} \rightarrow 0,010 \leq 0,33 \dots \dots \dots \mathbf{C V}$$

Selon RPA 99 on a que :

$$e = \frac{M}{N} = 0,010 \leq \frac{2}{4} = 0,5$$

VI.3.2-Condition de rigidité

$$d \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d \geq \max(45,45)$$

On prend : $d=45cm$

$$h = d + 5cm$$

$$h = 45 + 5 = 50cm$$

VI.3.3-Calcul le ferrailage

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = 209.7KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = 193.8KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 197.3KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = 197.7KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200KN/m^2$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{h+e}{2} \text{ avec : } e = \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$$

$$h_{\text{moy}} = 33,75\text{cm}$$

$$P_{\text{semelle}} = 25 \times 2 \times 2 \times 0,33 = 39.93\text{KN}$$

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{ser}} + P_{\text{semelle}} = 994.71\text{KN}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_{\text{total}} \times (A-a)}{8 \times h \times \sigma_s} = \frac{994.7 \times (2.2-0.40)}{8 \times 0.5 \times 348} = 12.86\text{cm}^2$$

On adopte : **12HA12=13.56cm²**

VI.3.4-Calcul de la hauteur libre h'

$$h' > 6\phi + 6\text{cm} = 13,2\text{cm}$$

Donc : $h' = 15\text{cm}$

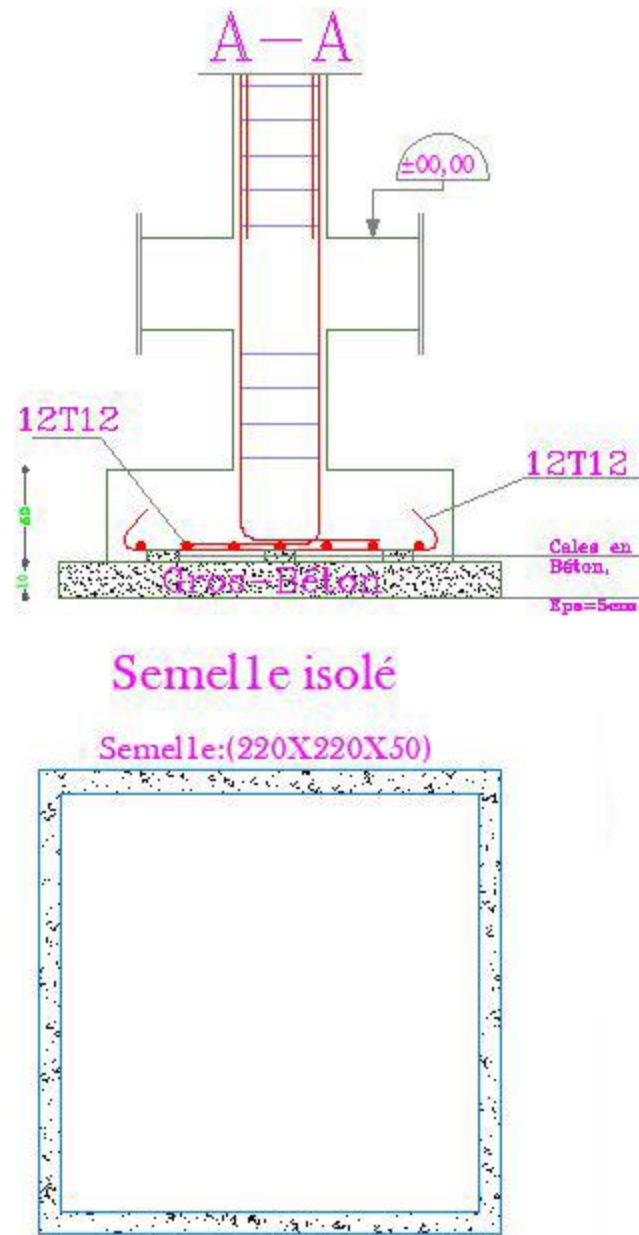
VI.3.5-Calcul l'espacement de cadres

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$$

Donc on prend : $S_t = 15\text{cm}$

Tableau VI.1 : Tableau de ferrailage des semelle

Semelle	N (KN)	M _{max} (KN)	A (m)	B (m)	H (m)	Choix
S1	954.78	12.43	2.2	2.2	0.45	12T12



FigureVI.1 : Disposition des armatures d'une semelle isolée

VI.4.-La semelle filante sous voiles

VI.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile VT1

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{G+Q}{\sigma_{sol}} = \frac{0.24}{0.20} = 1.2\text{m}$$

$$S = Ax1 \rightarrow A = \frac{1.20}{1} = 1.20\text{m}$$

Donc on prend $A = 1.40\text{m}$

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1.40-0.20}{4} = 0.30$$

Donc on prend $d = 0.30\text{m}$

$$h = d + 0.05 \Rightarrow h = 0.35\text{m}$$

- Vérification

$$\sigma = \frac{N_S + P_{\text{semelle}}}{S} = \frac{0.24 + [(1.40 \times 1 \times 0.35) \times 0.025]}{1.40 \times 1} = 0.19 < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2- Calcul le ferrailage

	$A_s // A$	$A_s \perp A$
ELS	$A_s = \frac{N_S(A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.24(1.40-0.20)}{8 \times 0.30 \times 164.97} = 7.27\text{cm}^2$	$A_s \perp A \geq \frac{A_s}{4} = 1.81\text{cm}^2$

a) Choix des aciers :

Les armatures longitudinales $\frac{A_s}{4}$ avec un minimum de $\begin{cases} \text{si } A < 1\text{m} : A_{s,\text{min}} = 2\text{cm}^2 \\ \text{si } A \geq 1\text{m} : A_{s,\text{min}} = 2\text{cm}^2 \times A \end{cases}$

$$\text{Dans notre cas } A_s \perp A = 2 \times 1.30 = 2.8\text{cm}^2 > 1.81\text{cm}^2$$

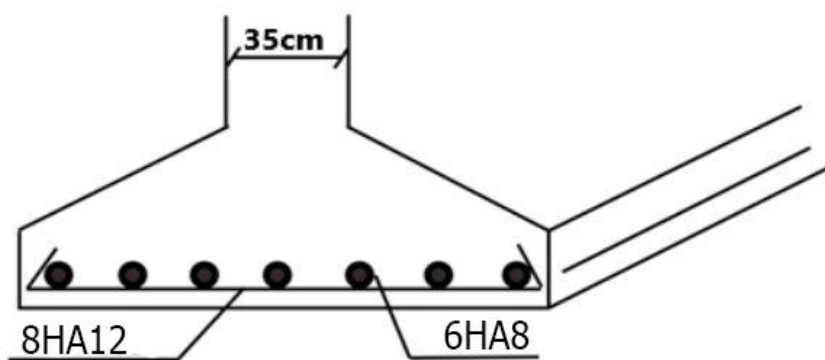
$$\text{Donc on opte } A_s \perp A = 2.8\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6HA8} = 3.01\text{cm}^2$$

$$A_s // A = 7.27\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{8HA12} = 9.05\text{cm}^2$$

b) Espacement :

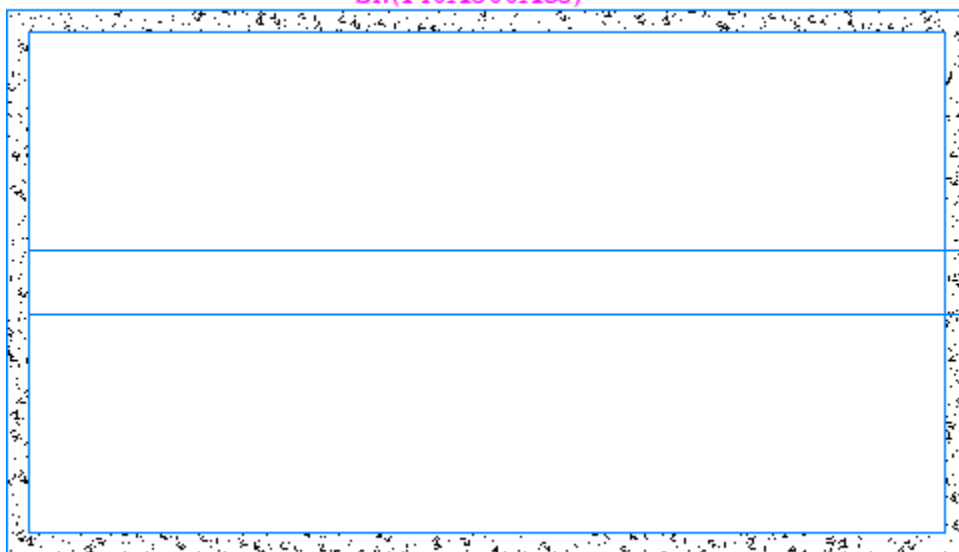
$$e = \frac{95\text{cm}}{6} = 15.8$$

Donc on prend $e = 15\text{cm}$



Semelle filante

Sf:(140X500X35)



FigureVI.2 : Ferrailage de la semelle filante

VI.5-Etude de longrine :**VI.5.1-Définition**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux aux niveaux de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment prévenant de la base du poteau et effort de traction

❖ -Rôle :

C'est roulier les point d'appuis d'un même bloc pour résiste ou déplacement horizontale de ces points d'appuis.

VI.5.2-Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site meubleS3) on prend une section de (30x40) cm²

VI.5.3-Ferraillage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales : $A=0,6\% \times b \times h$

$$A= 0,006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le choix : 8HA12 (A=9.05cm²)

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times (f_l/f_e)$$

$$A_s \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Armatures transversales

Disposition constructive

Espacement : $S_t < \min(0.9d; 40\text{cm})$.

Donc : $S_t < 27\text{cm}$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0.4$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times 15 / 400$$

Donc on adopte $A_t = 0.45\text{cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}8$

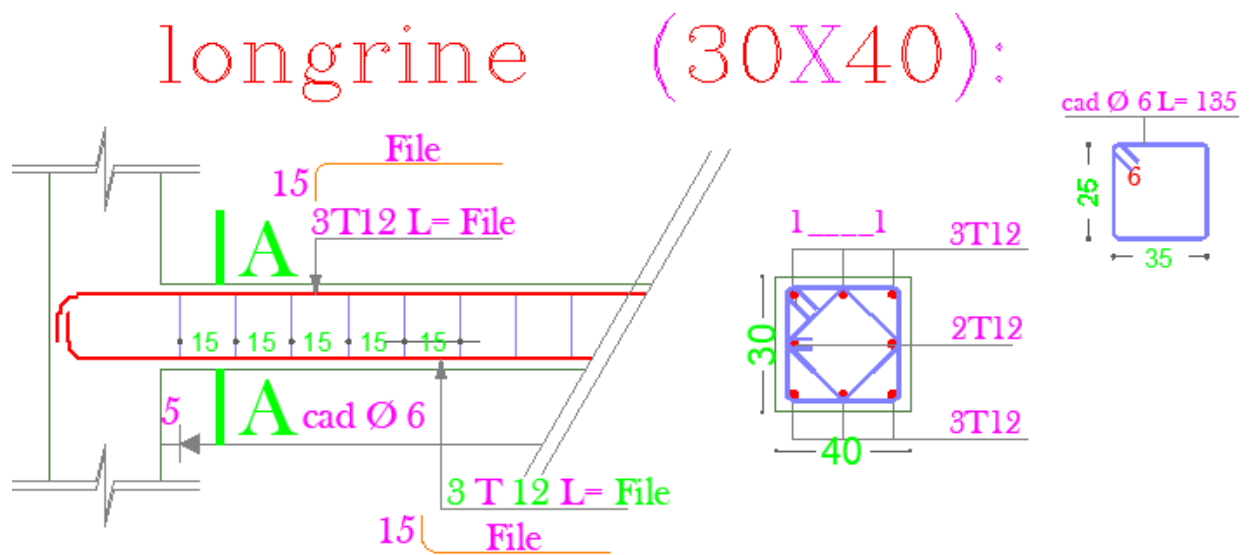


Figure VI.3 : Ferrailage de longrine

Conclusion générale

A la déclaration des facteurs influent sur le comportement dynamé d'une structure, une bonne distribution de voiles peut renforcer considérablement en route des modes de torsion, enduisant des efforts prochains et améliorant des structures durant la séisme.

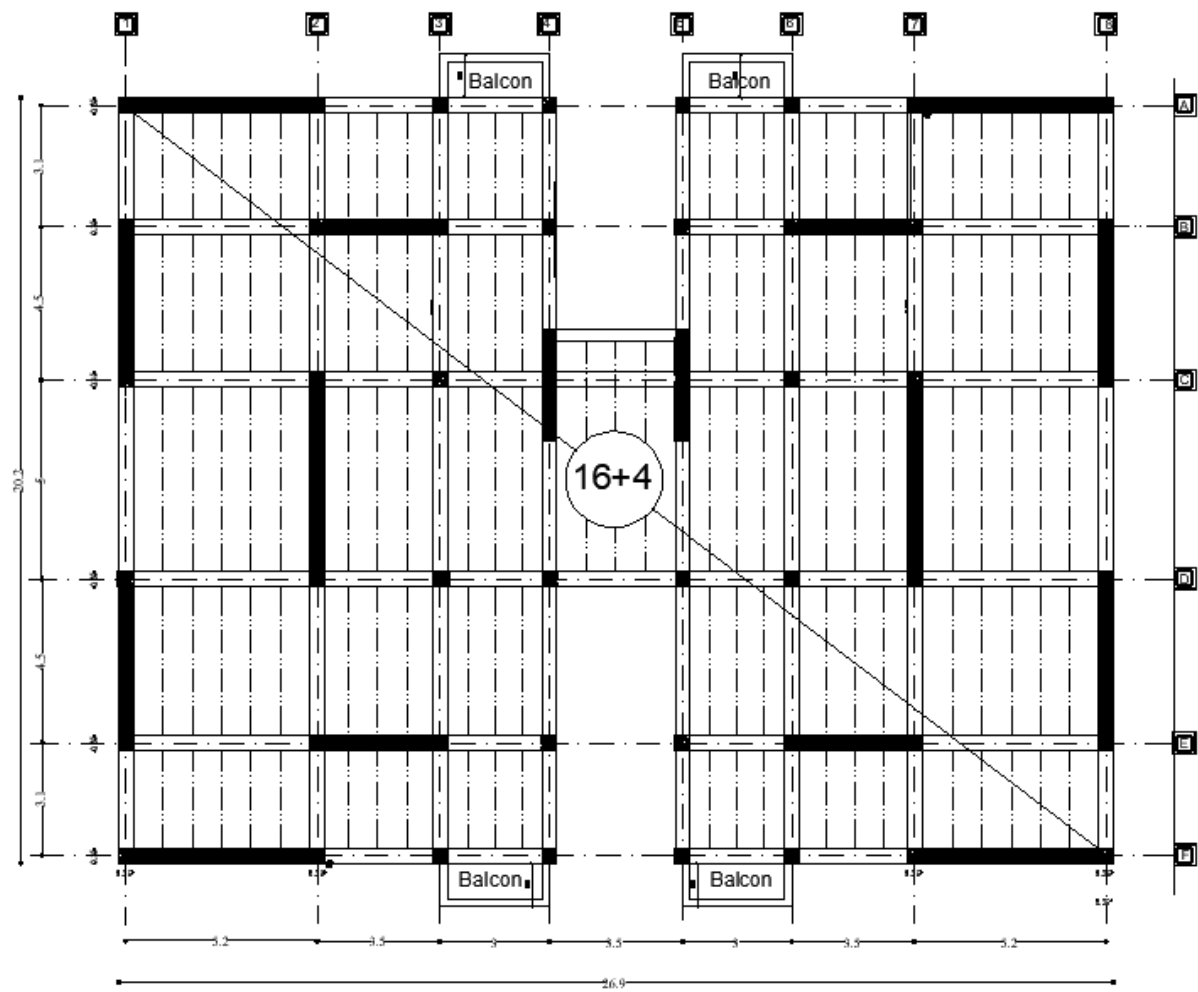
La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

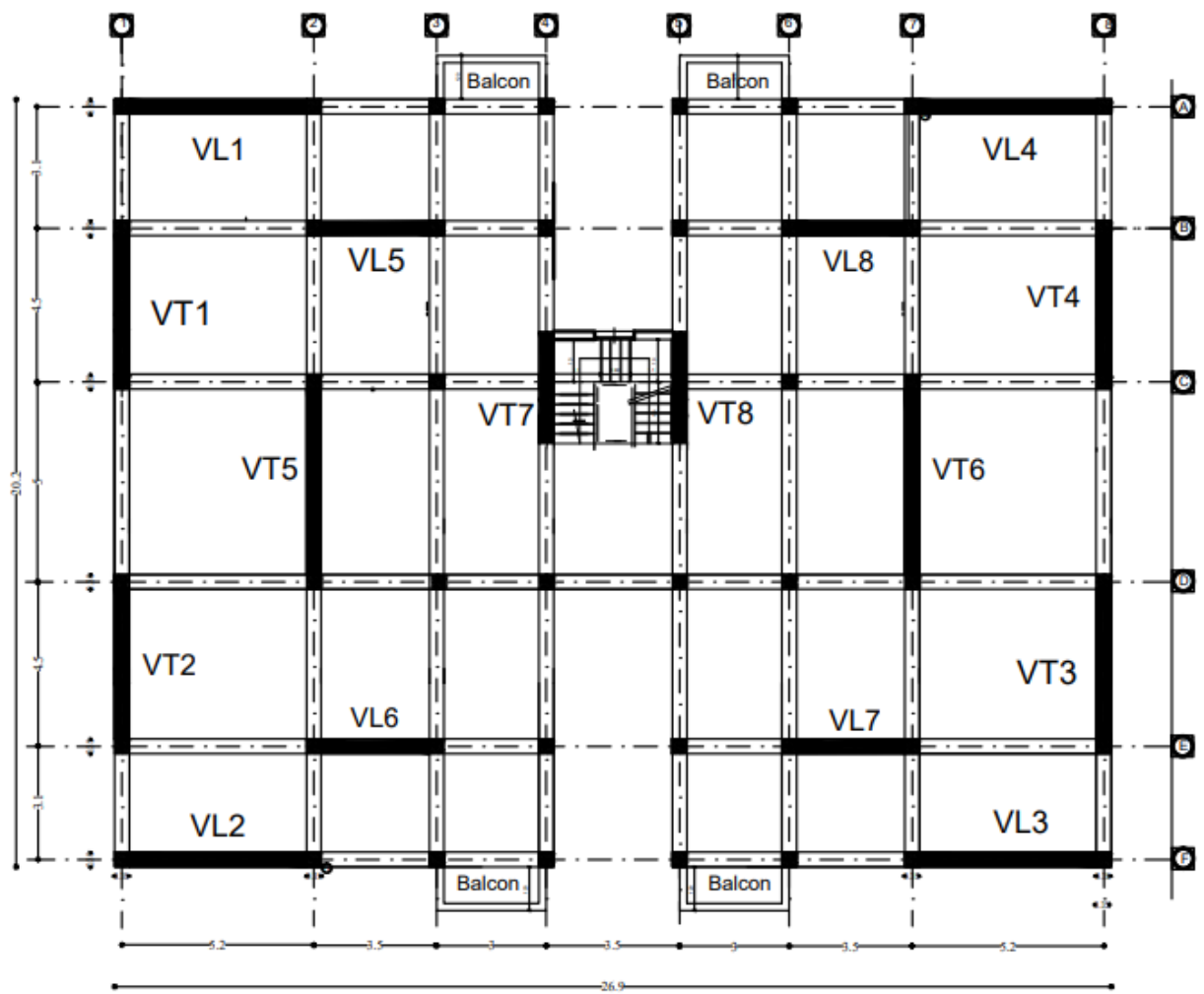
D'autre part, cette étude nous permet d'appliquer Les connaissances que nous avons acquises au cours de notre formation, et grâce à l'utilisation de Logiciel de calcul de structure.

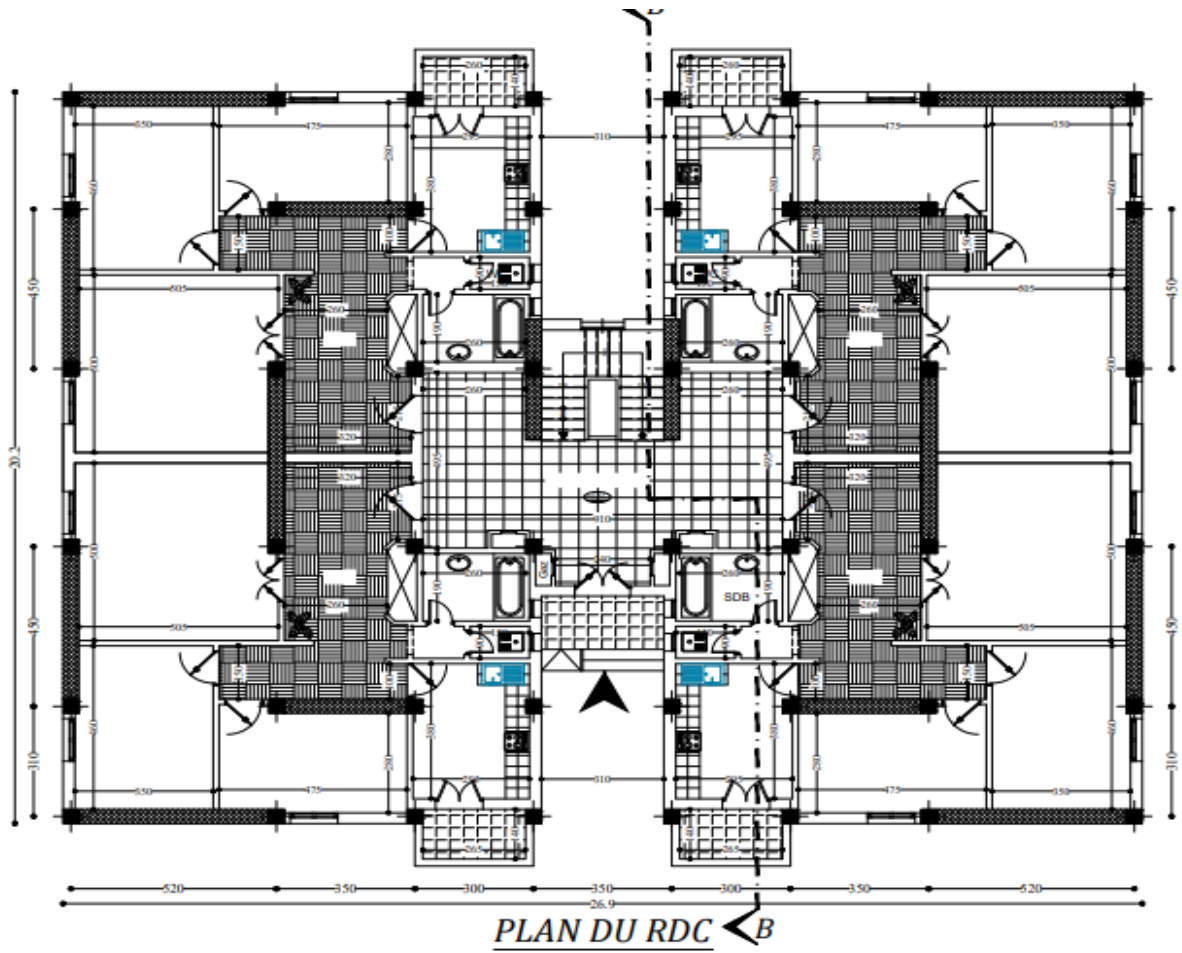
Le but de l'étude était de concevoir et de créer un Différentes règles, en particulier les règles sur les tremblements de terre en Algérie **RPA99/V2003**, afin de refléter véritablement cette structure, il n'y a aucune restriction et aucun obstacle Sûr et économique.

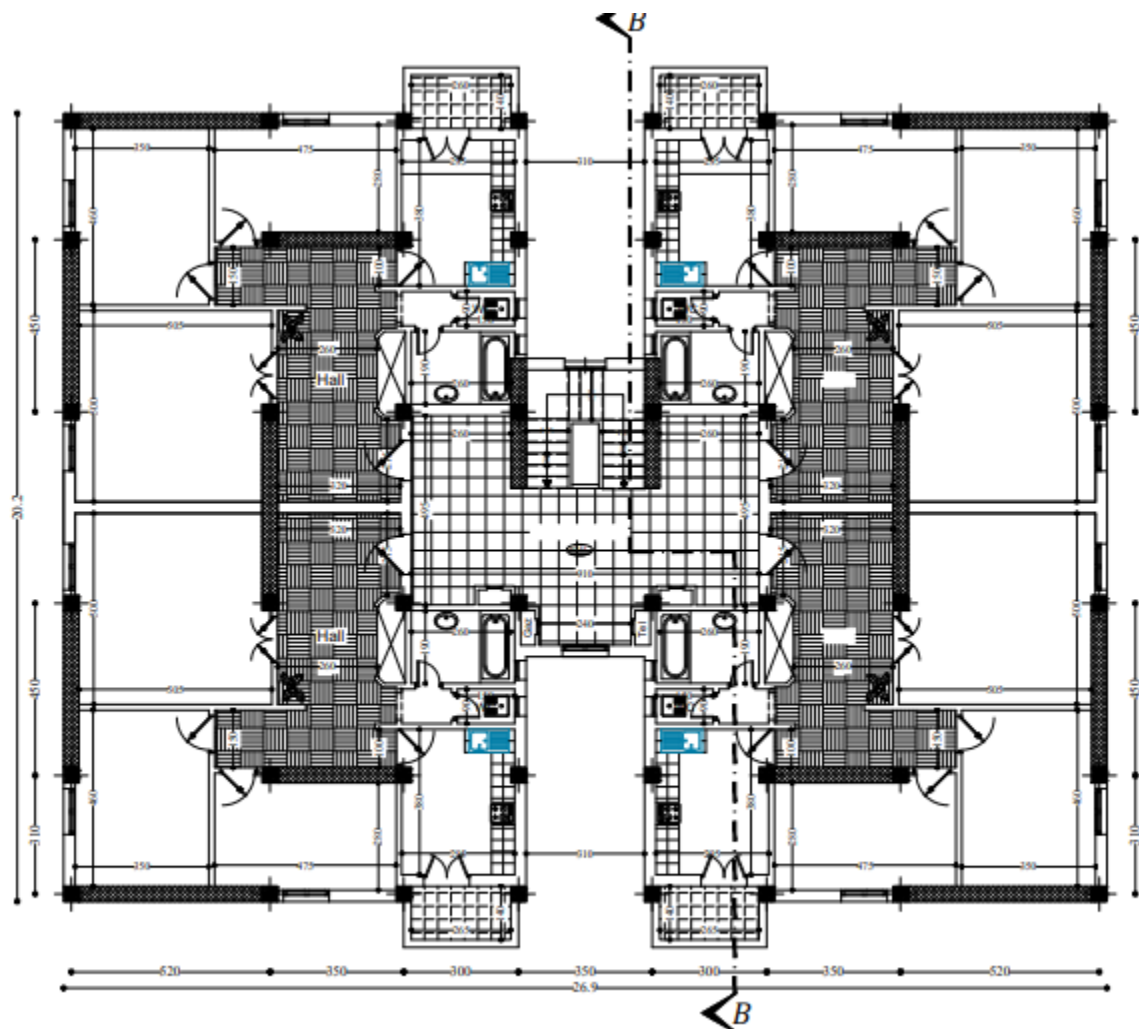
En fin de compte, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire les risques pour niveau minimum et facilite l'exécution des travaux en adoptant une conception La meilleure solution pour toutes les exigences.

Annexes





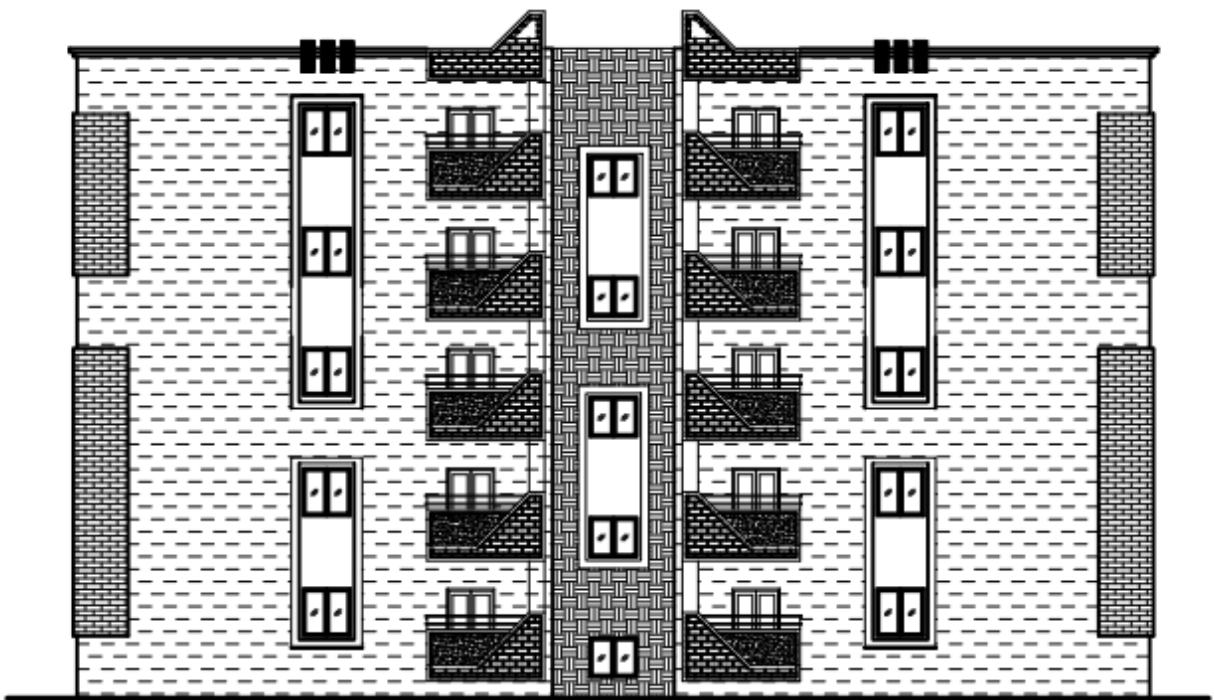


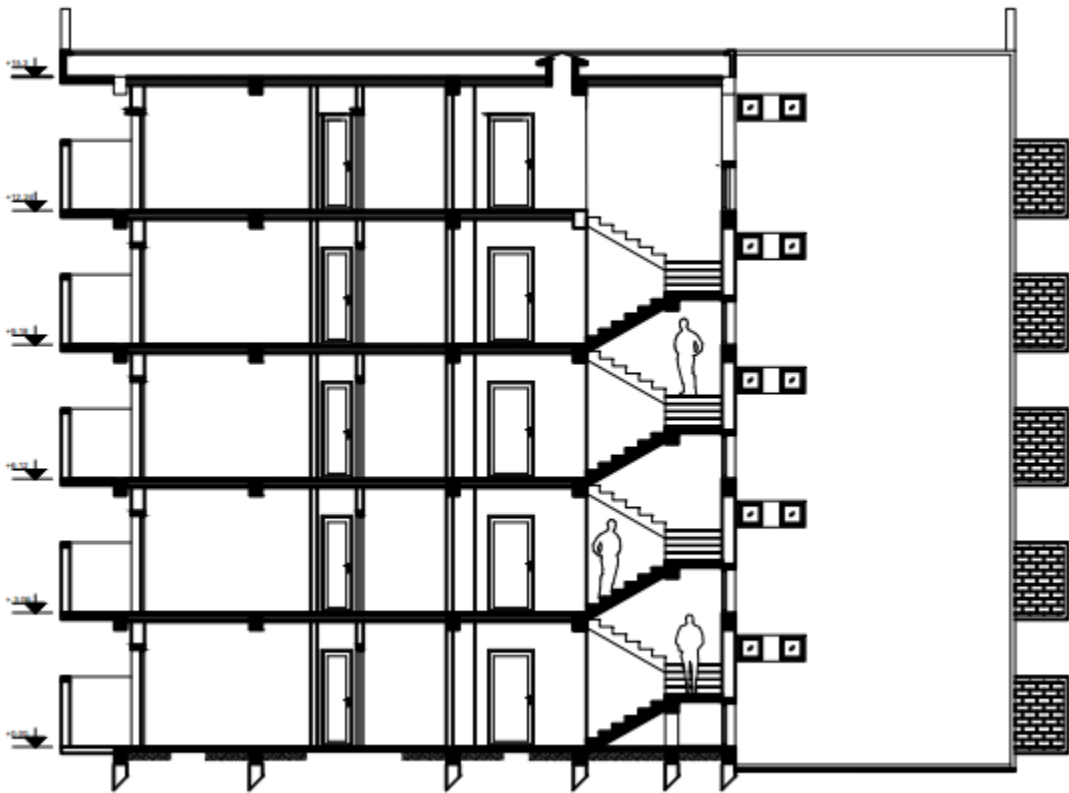


PLAN DE L'ETAGE COURANT



\





Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé

❖ Livres

- RPA99/V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges et surcharges).
- DTR B.C.2.4 : Règles de conceptions et calcul des structures en béton armé
- BAEL91 modifié 99 Jean pierre MOUGIN.
- Projet structures en béton armé.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Boukhezna Abdel Djaouad (2020) Etude Statique Et Dynamique D'un Batiment R+6 En Beton Arme
- Djoudi -L et Mazouzi B (2019) Etude d'un bâtiment R+5 en béton armé avec un système de contreventement mixte
- BOUAKA Cheyma (2020) Etude D'un Batiment R+4 A Usage D'habitation Contreventement Mixte (Portique + Voile)
- Medjouel Mostafa (2021) Calcul D'un Bâtiment R+5 A Contreventement Mixte En Béton Armé
- BAAFOU Nour El- Houda (2021) Etude d'un Bâtiment (R + 4) à usage d'habitation à Contreventement mixte en zone sismicité IIa Skikda
- Seghier Ibrahime (2019) Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventement mixte à Chlef

❖ Logiciel :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- Autocad 2014
- Microsoft Word 2010
- Microsoft Excel 2010