

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Dimensionnement et Modélisation d'un bâtiment à
usage d'habitation (R+7) à contreventement mixte
implanté à Alger**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Hachani Assma

Encadreur : Attache Salima

Année universitaire : 2019 - 2020

Remerciement

Je remercie tout d'abord ALLAH pour me guider vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour m'avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Je souhaiterais adresser mes premiers remerciements à mon exemple de rigueur et de droiture dans l'exercice de la profession, mon encadreur Madame ATTACHE SALIMA, enseignante dans le département du génie civil à l'Université de Biskra pour m'avoir encadré pendant cette année. Je la remercie de sa présence, ses encouragements, son soutien scientifique, et sa gentillesse et bien sûr sa judicieux conseils avisés qui m'a contribué à alimenter ma réflexion.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil et particulièrement Madame CHABI SAMIA pour tous ses aides et soutien qui m'ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

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

Merci

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et m'ont soutenu et encouragé, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que dieu le garde dans son vaste paradis, ma mère qui a été à mes côtés et m'a offert l'amour et la tendresse, j'espère que sa bénédiction m'accompagne toujours, qu'Allah la protège pour moi.

A Ceux pour lesquels je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mes très chers frères Abd Rafik et Mohammed Seddik qu'ont été la source de mon courage durant toute ma vie.

A ma sœur Bouchra Radja, ma conseillère qui m'a assistée dans les moments difficiles et m'a pris doucement par la main pour traverser ensemble les épreuves pénibles.

Un grand merci aussi à mes amis de toujours Miada, Ouajdane, Amina, Roumaïssa, Youssra, Imane, Meriem, Ahmed Mahdi, Abderrahim, pour leurs aides et leurs amitiés et pour tous les moments de joie et de rigolade pendant ces années.

*A tous ceux qui ne se sentent pas nomment citer la liste est longue, je dis
merci*

Asma

SOMMAIRE

Résumé	I
Abstract.....	I
ملخص.....	I
Liste des figures	II
Liste des tableaux	III

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	-----------

➤ **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux**

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3. Règlement d'étude	05
I.4. Caractéristiques des matériaux	05
I.5. Les hypothèses de calcul	11

➤ **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux**

II.1. Introduction.....	12
II.2. Prédimensionnement des éléments structuraux.....	12
II.2.1. Prédimensionnement des poutres.....	12
II.2.1.1. Les poutres principales	12
II.2.1.2. Les poutres secondaires	13
II.2.2. Prédimensionnement des poteaux	13
II.2.3. Prédimensionnement des voiles	14
II.2.4. Prédimensionnement des planchers à corps creux	15
II.2.5. Pré dimensionnement de balcon	16

II.2.6. Pré dimensionnement de l'escalier	16
II.2.7. Pré dimensionnement de l'acrotère	18
II.3. Evaluations des charges et surcharges	19
II.4. Descente des charges.....	24

➤ **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1. L'acrotère.....	34
III.2. Les balcons.....	41
III.3. Les planchers.....	48
III.4. L'Escalier.....	60

➤ **Chapitre IV : Etude sismique**

IV.1. Introduction	77
IV.2. Choix de la méthode de calcul	77
IV.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 Version 2003.....	78
IV.4. Calcul des actions sismiques	79
IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale	79
IV.4.2. Spectre de réponse de calcul	80
IV.4.3. Nombre de modes à considérer	80
IV.4.4. Analyse de la structure	81
IV.4.4.1. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT	81
IV.4.4.2. Distribution des forces sismiques	85
IV.4.4.3. Vérification du résultat des forces sismiques	86
IV.4.4.3.1. Méthode statique équivalente	86
IV.4.4.3.2. Calcul de la force sismique total	86
IV.4.4.4. Distribution horizontale des forces sismiques	90
IV.4.5. Vérification de déplacements	92
IV.4.6. Justification vie-à-vie de l'effet P- Δ	93

IV.4.7. Vérification au renversement	94
IV.4.8. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	96
IV.5. Conclusion	98

➤ **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1. Introduction	99
V.2. Les combinaisons d'actions	99
V.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux	100
V.4. Ferrailage des éléments porteurs	100
V.4.1. Etude des poutres	100
V.4.2. Etude des poteaux	109
V.4.3. Etude des voiles	120

➤ **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction	131
VI.2. Étude de sol	131
VI.3. Calcul des fondations	132
VI.4. Calcul du radier général	133
VI.5. Calcul de longrine	149

➤ **CONCLUSION GENERALE.....151**

➤ **Références bibliographiques**

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (**RDC+7**) en béton armé, à usage d'habitation qui est implanté à wilaya d'Alger. Cette région classée dans une zone de forte sismicité (**zone III**) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 Version 2003**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portique et voile).

Les dimensionnements, les calculs et vérifications du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algérien (**RPA99V2003** et **CBA93, B.A.E.L91** modifié **99**). L'étude dynamique de la structure a été réalisé dans la troisième partie par le logiciel (**ROBOT 2019**), afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), nécessaire pour ferrailer les éléments résistants. En dernier étape, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations de cette structure.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, système de contreventement, Robot 2019.

ABSTRACT

The purpose of this project is a study of à bloc (ground floor +7 stories for dwelling), for realized in the city of Alger, placed in the area of high seismicity (**Zone III**).

The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed bracing system. The dimensions, calculations and checks of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with Algerian regulations (**RPA99V2003** and **CBA93, B.A.E.L91** modified **99**).

The dynamic study of the structure was started in the third part by software (**ROBOT 2019**), in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load), necessary to reinforce resistant elements.

As a final step, we studied the infrastructure by calculating the foundations of this structure.

Keywords: Building, reinforced concrete, bracing system, Robot 2019.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف الى هيكلة ودراسة عمارة من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق أرضي + 7 طوابق سكنية والمقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (منطقة الثالثة).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة والجدار المسلح. قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها بالجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93 والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003.

تم البدء بالدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج روبو 2019 ، وذلك لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، الحمولة التشغيلية والحمل الزلزالي).

أخيرًا ، درسنا البنية التحتية من خلال حساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : البناء ، الخرسانة المسلحة ، نظام البوابة ، الروبوت 2019.

Liste des figures

➤ Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Schéma d'évolution de la résistance du béton en compression	07
Figure I.2 : Schéma d'évolution de la résistance à la traction	07
Figure I.3 : Diagramme parabole rectangle	09
Figure I.4 : diagramme contrainte déformation d'acier	10

➤ Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Schéma d'un voile	15
Figure II.2 : Schéma des poutrelles	16
Figure II.3 : Schéma d'escalier	17
Figure II.4 : Schéma d'acrotère	18
Figure II.5.1 : Schéma plancher terrasse	19
Figure II.5.2 : Schéma plancher étage courant	20
Figure II.6 : coupe d'un mur extérieur	21
Figure II.7 : Section d'acrotère	22
Figure II.8 : Schéma d'un poteau intermédiaire	25
Figure II.9 : coupe B-B	25
Figure II.10 : Schéma d'un poteau de rive	28

➤ Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1.1 : Diagramme des forces internes en acrotère.....	34
Figure III.1.2 : Schéma statique d'acrotère	35
Figure III.1.3 : Section à ferrailer	36
Figure III.1.4 : Plan de ferrailage d'acrotère	40
Figure III.2.1 : schéma statique du balcon	41
Figure III.2.2 : sections ferrailer	42
Figure III.2.3 : Ferrailage de balcon étage courant	46

Figure III.2.4 : Ferrailage de balcon terrasse	47
Figure III.3.1 : Schéma d'une poutrelle	50
Figure III.3.2 : Les types des poutrelles	51
Figure III.3.3 : Dimensionnement des poutrelles	53
Figure III.3.4 : Ferrailage de nervures	59
Figure III.3.5 : Ferrailage de la dalle de compression	59
Figure III.4.1 : Schéma statique d'un escalier	60
Figure III.4.2 : Schéma statique d'escalier	61
Figure III.4.3 : Diagramme de moment et l'effort tranchant	62
Figure III.4.4 : Section à ferrailer	63
Figure III.4.5 : Palan de ferrailage de l'escalier	69
Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière	70
Figure III.5.2 : Diagramme de moment	71
Figure III.5.3 : Plan de ferrailage de la poutre palière.....	76

➤ **Chapitre IV : Etude sismique**

Figure IV.1 : Première variante des voiles	81
Figure IV.2 : Premier mode de vibration Vue en 3D et vue en plan (Premier variante)	82
Figure IV.3 : Deuxième mode de vibration Vue en 3D et vue en plan (Premier variante) ...	82
Figure IV.4 : Deuxième variante des voiles	83
Figure IV.5 : Première mode de vibration	84
Figure IV.6 : Deuxième mode de vibration	84
Figure IV.7 : Troisième mode de vibration	85

➤ **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Figure V.1.1 : Section poutre principale	101
Figure V.1.2 : Section poutre secondaire	101
Figure V.1.3 : Plan de ferrailage de la poutre principale	108
Figure V.1.4 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire	108
Figure V.2.1 : Section du poteau.....	115

Figure V.2.2 : Plan de ferrailage du poteau (50×50) cm ²	119
Figure V.3.1 : Section d'un voile	123
Figure V.3.2 : Schéma des contraintes	124
Figure V.3.3 : Ferrailage de voile	130

➤ **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure VI.1 : Section équivalente au radier	137
Figure VI.2 : Section de débord du radier	142
Figure VI.3 : Schéma isostatique et sollicitations des débords	142
Figure.VI.4. Diagramme des moments fléchissant ELU	144
Figure.VI.5. Diagramme des efforts tranchant ELU	144
Figure.VI.6. Diagramme des moments fléchissant ELS	145
Figure.VI.7. Plan de ferrailage de nervure	148
Figure.VI.8. Plan de ferrailage du radier	148
Figure.VI.9. Plan de ferrailage de longrine	150

Liste des tableaux

➤ Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : charge de plancher terrasse.....	20
Tableau II.2 : charge de plancher étage courant.....	20
Tableau II.3 : surcharge d'exploitation.....	21
Tableau II.4 : charge permanente de mur extérieure.....	21
Tableau II.5 : charge permanente de mur intérieur.....	22
Tableau II.6 : Charge permanente de balcon à terrasse.....	23
Tableau II.7 : Charge permanente de balcon à étage courant.....	23
Tableau II.8 : Charge permanente de paillasse.....	24
Tableau II.9 : Charge permanente de palier de repos.....	24
Tableau II.10 : vérification de stabilité de forme.....	32
Tableau II.11 : vérification vis-à-vis du RPA 99.....	33

➤ Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1.1 : Récapitulation des armatures longitudinales d'acrotère.....	38
Tableau III.2.1 : Récapitulation des armatures balcon terrasse.....	43
Tableau III.2.2 : Récapitulation des armatures balcon EC.....	44
Tableau III.3.1 : Charges supportées par les poutrelles.....	50
Tableau III.3.2 : Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants.....	52
Tableau III.3.3 : Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants.....	53
Tableau III.3.4 : Récapitulation de ferrailage.....	55
Tableau III.3.5 : Vérification de la contrainte.....	55
Tableau III.3.6 : Récapitulation des armatures longitudinales des poutrelle EC.....	55
Tableau III.3.7 : Récapitulation de ferrailage.....	56
Tableau III.3.8 : Vérification de la contrainte.....	56
Tableau III.3.9 : Récapitulation des armatures longitudinales des poutrelle terrasse.....	56

Tableau III.4.1 : Combinaison d'action d'escalier.....	61
Tableau III.4.2 : Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants.....	62
Tableau III.4.3 : Récapitulation des armatures longitudinales d'escalier.....	64
Tableau III.4.4 : Récapitulation des armatures de répartition d'escalier.....	64
Tableau III.5.1 : Moments et effort tranchants poutre palière.....	71
Tableau III.5.2 : Récapitulation de ferrailage de poutre palière.....	72
Tableau III.5.3 : Vérification de la contrainte.....	72
Tableau III.5.4 : Récapitulation des armatures de la poutre palière.....	72

➤ **Chapitre IV : Etude sismique**

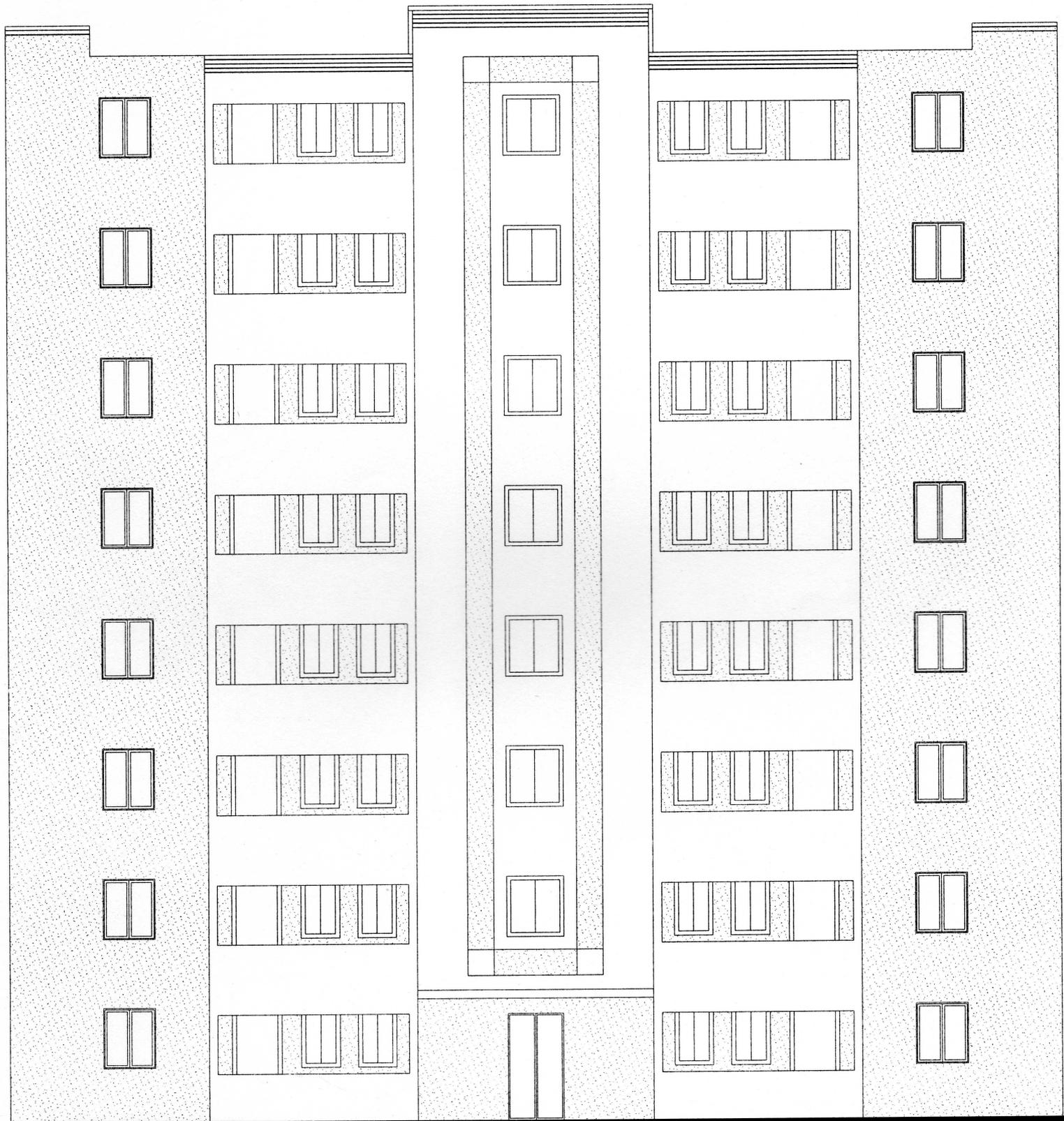
Tableau IV.1 : Périodes et factures da participation massique modale (1 ^{ère} variante).....	82
Tableau IV.2 : Périodes et factures da participation massique modale (2 ^{ème} variante).....	83
Tableau IV.3 : L'efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	85
Tableau IV.4 : Le poids total de la structure.....	90
Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif.....	90
Tableau IV.6 : Distribution horizontale des forces sismiques sens XX.....	91
Tableau IV.7 : Distribution horizontale des forces sismiques sens YY.....	92
Tableau IV.8 : Les déplacements dû aux force Sismiques au sens XX.....	93
Tableau IV.9 : Les déplacements dû aux force Sismiques au sens YY.....	93
Tableau IV.10 : Vérification vie-à-vie de l'effet P- Δ sens longitudinal.....	94
Tableau IV.11 : Vérification vie-à-vie de l'effet P- Δ sens Transversal.....	94
Tableau IV.12 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.....	95
Tableau IV.13 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY.....	95
Tableau IV.14 : L'excentricité accidentelle des étages.....	97
Tableau IV.15 : Caractéristiques massiques de la structure.....	98

➤ **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Tableau V.1.1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques.....	100
Tableau V.1.2 : Récapitulation des armatures longitudinales en travée.....	103
Tableau V.1.3 : Récapitulation des armatures longitudinales sur appuis.....	104
Tableau V.1.4 : Les résultats des ferraillements des poutres.....	107
Tableau V.2.1 : Les efforts de compression et les moments aux poteaux.....	111
Tableau V.2.2 : Récapitulation de ferraillement 1 ^{ère} cas.....	113
Tableau V.2.3 : Récapitulation de ferraillement 2 ^{ème} cas.....	113
Tableau V.2.4 : Récapitulation de ferraillement 3 ^{ème} cas.....	114
Tableau V.2.5 : Choix des barres.....	114
Tableau V.2.6 : Récapitulation de ferraillement du poteau.....	118
Tableau V.3.1 : Récapitulation de ferraillement de voile.....	128

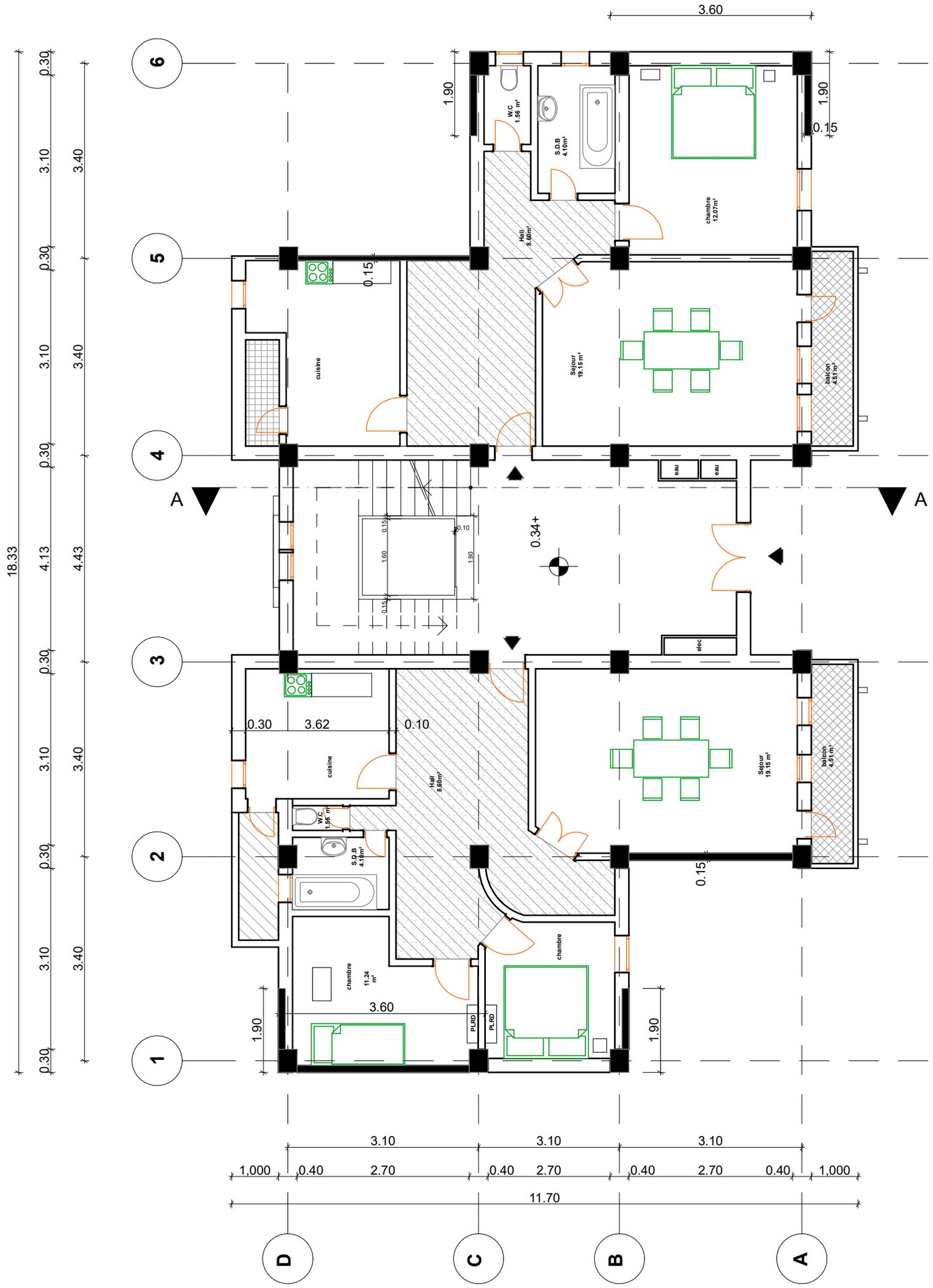
➤ **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité.....	137
Tableau VI.2 : Vérification au non soulèvement des fondations.....	138
Tableau VI.3 : Les moments fléchissant ELU.....	139
Tableau VI.4 : Récapitulation de ferraillement ELU.....	140
Tableau VI.5 : Les moments fléchissant ELS.....	141
Tableau VI.6 : Récapitulation de ferraillement ELS.....	141
Tableau VI.7 : Récapitulation de ferraillement de débord.....	143
Tableau VI.8 : Récapitulation de ferraillement de nervure.....	146

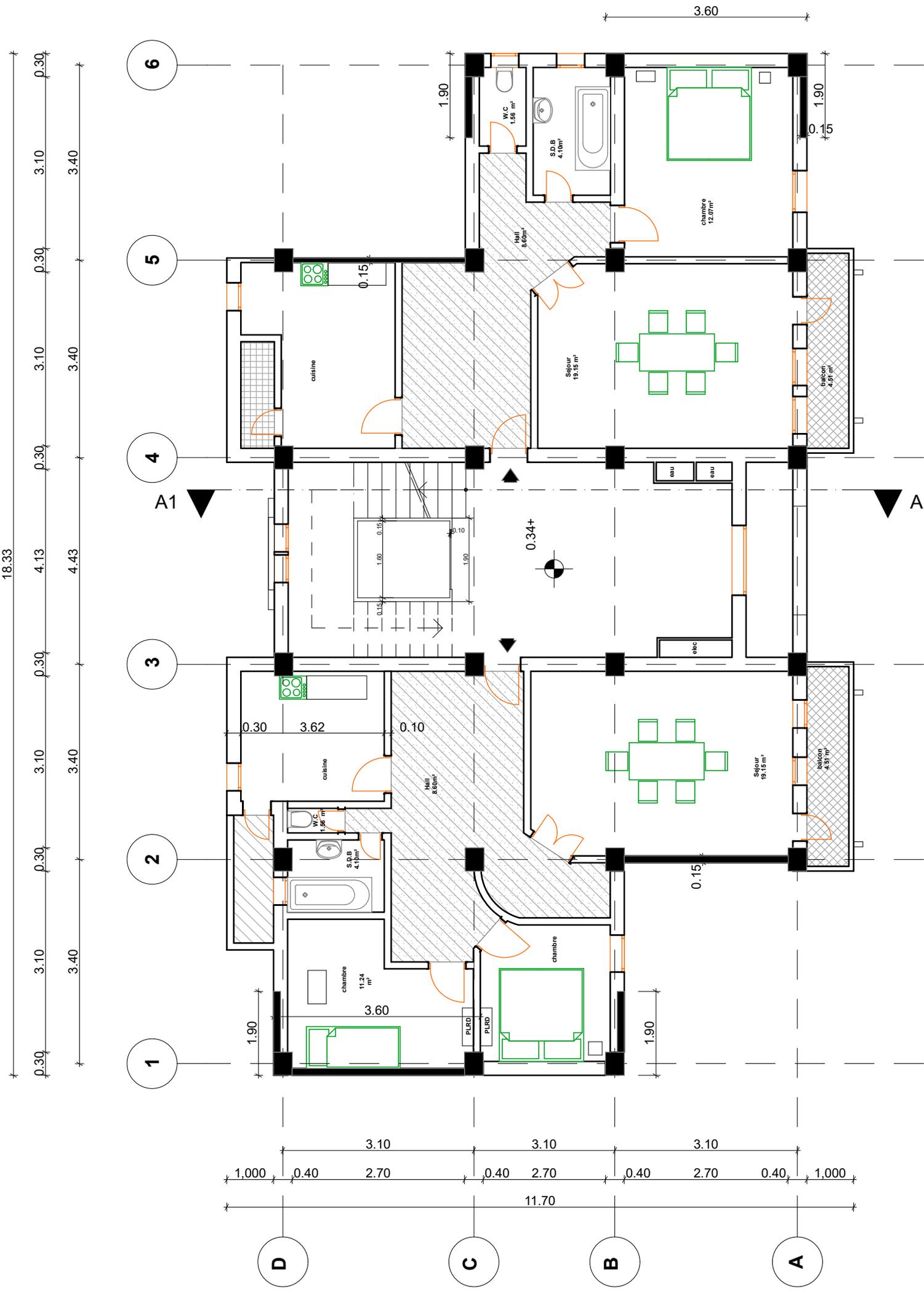


FACADE PRINCIPALE

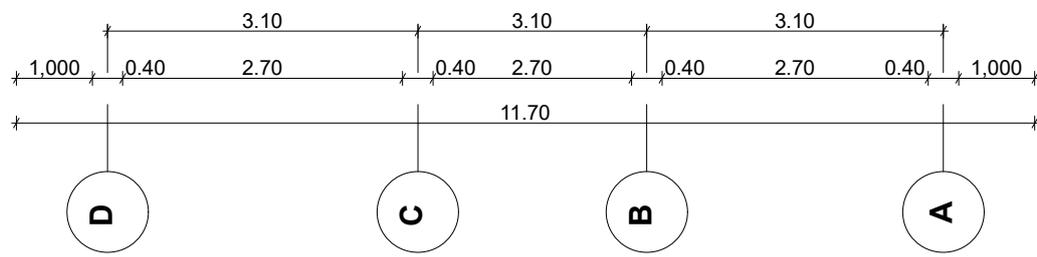
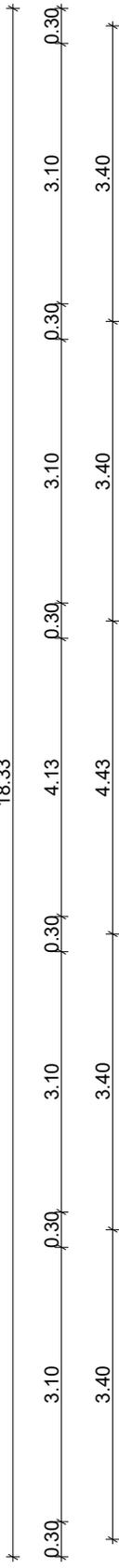
Ech:1/100



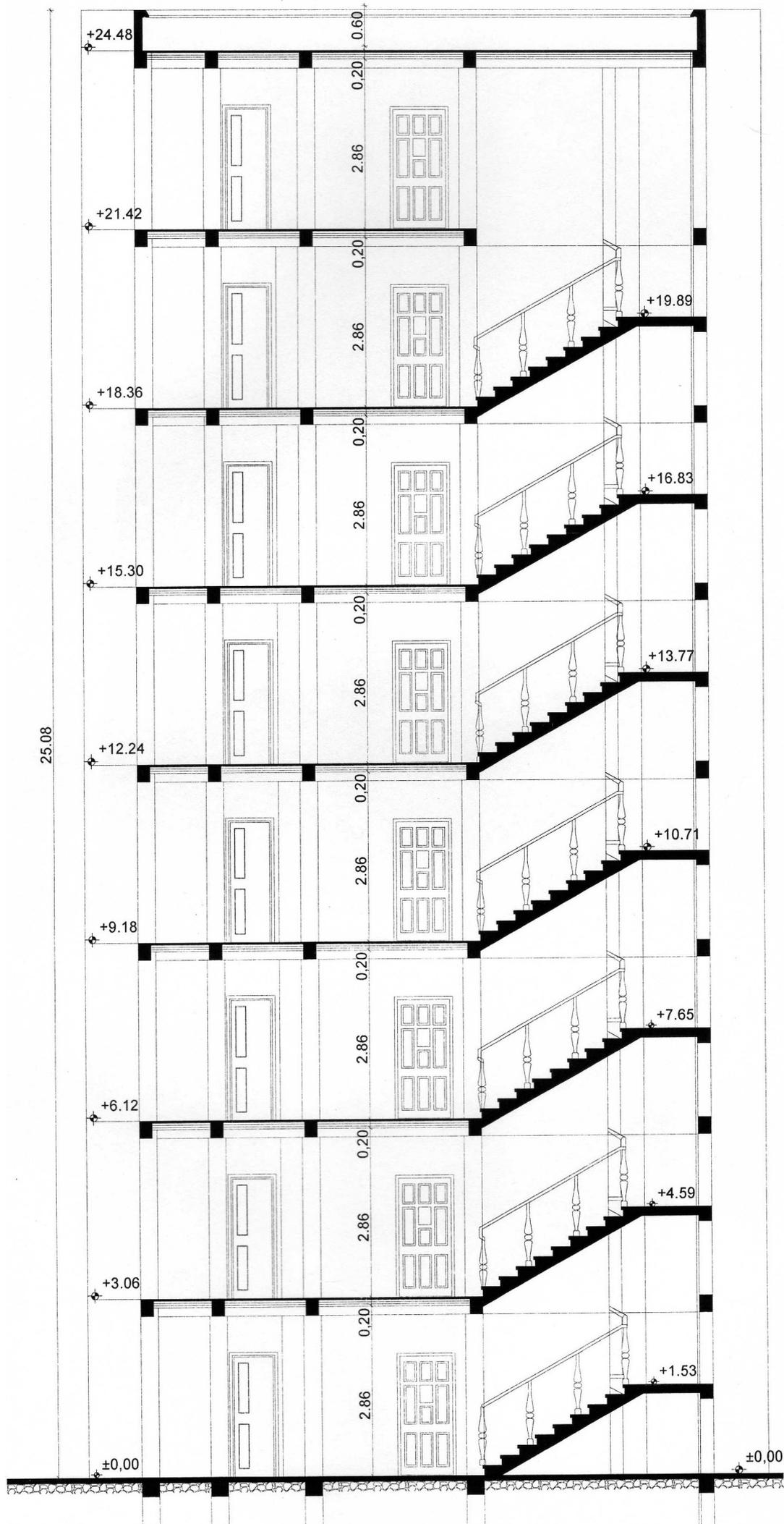
PLAN RDC ECH 1/100



18.33



PLAN ETAGE ECH 1/100



COUPE A-A Ech: 1/100

INTRODUCTION

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles où des deux en même temps.

Le présent travail est une étude d'une structure à usage d'habitation constituée d'un **RDC+7** étages, implanté à Alger, cette région est classée dans la zone de forte sismicité **zone III**. La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système de contreventement (voiles porteurs).

L'étude de ce projet est menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces caractéristiques des matériaux.
- Le second chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux, les escaliers, l'acrotère, les murs et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse sismique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « **ROBOT 2019** », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments porteurs (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- Le calcul de l'infrastructure (fondations) qui assurée l'instabilité des constructions se fait au sixième chapitre.

Finalement, On terminera le travail par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

**PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

I.1. INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Alors, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage à étudier est l'un des bâtiments du projet de la réalisation des logements locatifs. Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de **7** niveaux de logements, Et chaque niveau se compose de deux logements. Il est implanté dans la wilaya de **ALGER**.

I.2.1. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale de bâtiment :18.33 m
- Largeur totale du bâtiment :11.70 m
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère :25.08 m
- Hauteur de RDC :3.06 m
- Hauteur d'étage courant :3.06 m
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuse.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.2.2. Données de site :

Le bâtiment étudié est construit dans une zone classée selon les **RPA 99/version 2003**, comme une zone de sismicité élevée (**zone III**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (Importance).
- Le site est classé sous une catégorie **S3**, site meuble.
- Contrainte admissible de sol égale à **1.30 bars**.

- La structure de l'ouvrage à étudier est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

I.2.3. Description technique du bâtiment :

▪ Structure principale :

Le contreventement du bâtiment est assuré par les portiques et les voiles.

▪ Structure secondaire :

- Planchers en corps creux en béton armé.
- Escaliers en béton armé.
- Balcon en béton armé.

I.2.4. Conception de la structure :

I.2.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.2.4.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles). On distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

b. Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, il est opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps, et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2.4.3. Les escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés. Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volées.

I.2.4.4. Les maçonneries :

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Mur extérieur (double paroi) :

Murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

b. Mur intérieur (simple paroi) :

Murs intérieurs constitué par une simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.4.6. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100 cm et de 10cm d'épaisseur.

I.2.4.7. Cage d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'installation d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.2.4.8. Fondation :

L'infrastructure consisté des éléments structuraux des sous sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontale en plus des charges verticales de limiter les tassements différentiels le système de fondation doit être homogène.

I.3. REGLEMENT D'ETUDE :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL91**).
- Règles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, il est construit en béton armé qui est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure.

Il est composé de deux matériaux (LE BETON + L'ACIER), que nous obtenons en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.3.1. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas avoir des points faibles.

I.3.1.1. Béton :

a. Définition :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

b. Les composants du béton :

1. Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange, **350 kg** de ciment de **CPJ 425**.

2. Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm, Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits, **400 kg** de sable $\varnothing \leq 5$ mm

3. Les adjuvants : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

4. Les gravillons : 800 kg d'épaisseur 7/15 et 15/25.

5. L'eau de gâchage : 175 L

c. caractéristique physique et mécanique du béton :

1. Masse volumique : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³, cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³.

2. Résistance caractéristique à la compression et à la traction :

a. Résistance à la compression f_{c28} BAEL 91 (artA2.1.11) :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.6+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

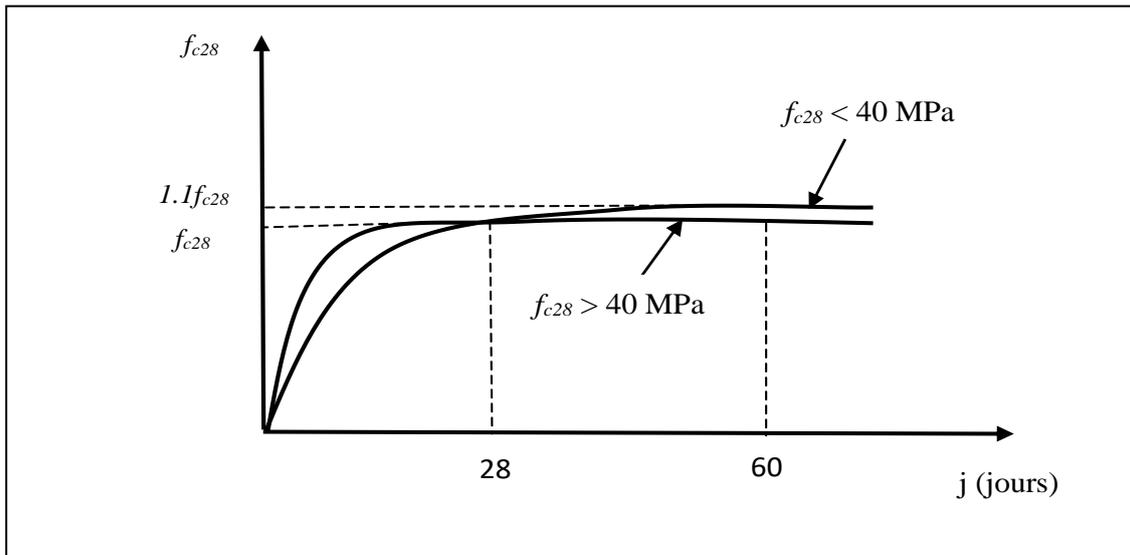


Figure I.1 Schéma d'évolution de la résistance du béton en compression en fonction de son âge

b. Résistance à la traction f_{tj} (C.B.A93) :

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

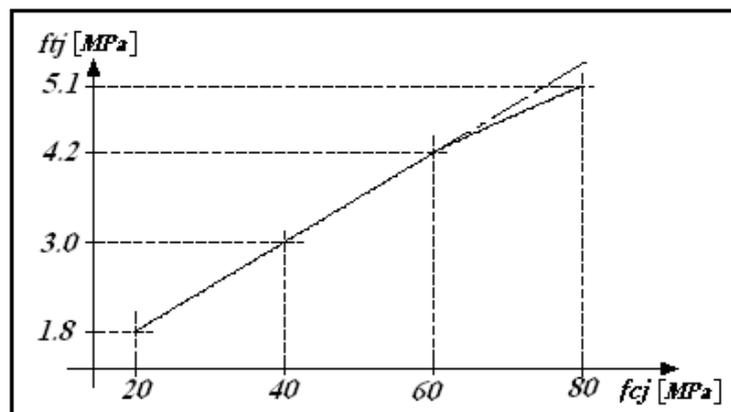


Figure I.2 Schéma d'évolution de la résistance à la traction.

3. Déformation longitudinale du béton :(art. A.2.1,2) :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- Le module de déformation longitudinale instantanée a 28 jours:(**art. A.2.1, 21**) :

$E_{ij} = 32164.2$ MPa, déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa], pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

- Le module de déformation longitudinale différée a 28 jours : (**art. A.2.1, 22**) :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa], Dans notre cas $E_{vj} = 1.08 \times 10^4$ [MPa], pour le calcul charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

4. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d/d_o}{\Delta L/L_o} = \frac{\xi t}{\xi L}$$

Avec :

ξt : déformation limite transversale.

ξL : déformation limite longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$\nu = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.

$\nu = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

5. Contrainte limite :

Selon le **BAEL** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

a. Etat limite ultime (CBA 93 [ART 3.3.2] P24) : Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont :

- L'équilibre stable
- La résistance des éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

➤ **La contrainte de béton à l'état limite ultime est :**

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1,5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14,2 \text{ MPa} : \text{action courantes} \\ 18,45 \text{ MPa} : \text{action accidentelles} \end{array} \right\}$$

0,85 : coefficient réducteur.

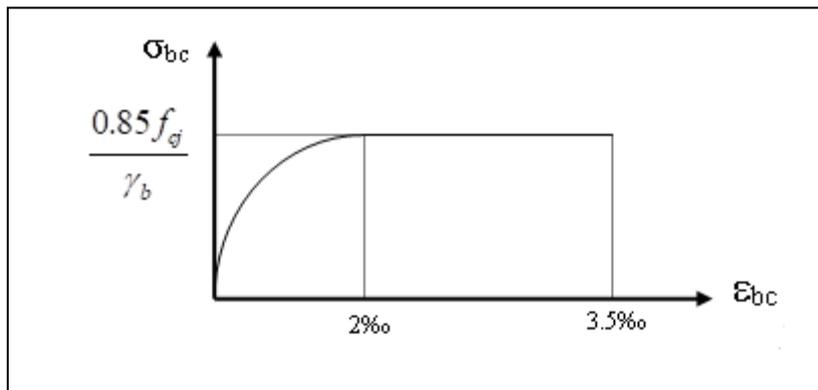


Figure I.3 Diagramme parabolique rectangle

b. Etat limite service (CBA 93 [ART 5.1.4]) :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

- $\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$
- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

I.3.1.2. Aciers :

a. Définition :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton en fait un matériau homogène. On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

- Acier doux → % carbone 0,15%
- Acier mi dur et dur

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400
- Treilles soudées (TS) TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

b. Contrainte limite de l'acier :

- **Etat Limite Ultime (ELU) :**

Pour le calcul on utilise le diagramme **contrainte - déformations** suivant avec :

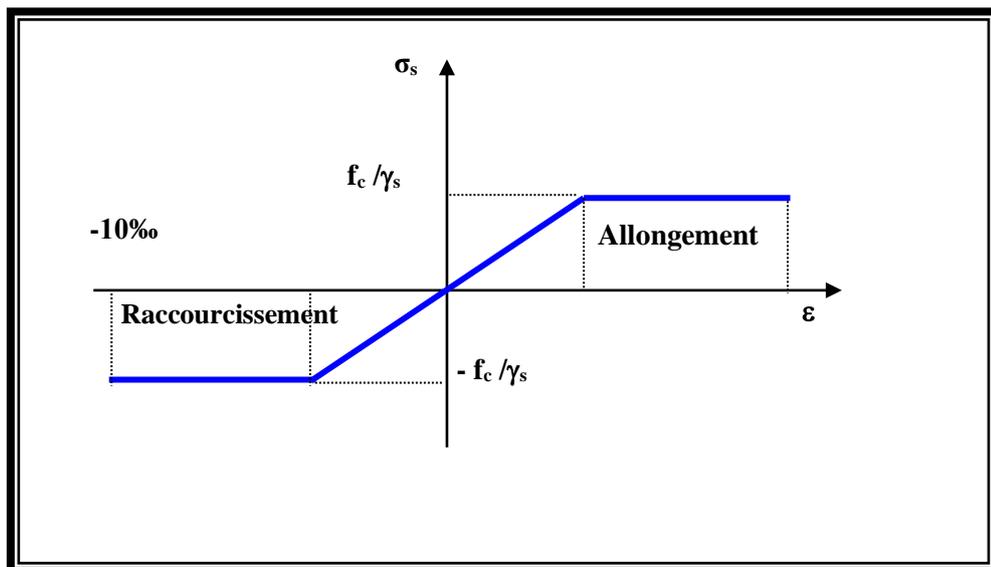


Figure I.4 diagramme contrainte déformation d'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s . ($\epsilon_s = (f_e/\gamma_s)/E_s$)

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

- **Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, \sqrt[110]{n f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e ; \sqrt[90]{n f_{tj}})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

I.5. Les hypothèses de calcul :

- Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :
 - La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
 - La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
 - Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
 - Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
 - Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe E400 » H.A, $f_e=400$ Mpa
 - Transversales : on a choisi le : « fe E235 »
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe E500 » H.A, $f_e=500$ Mpa.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions des règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003 et BAEL 91**.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX :

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

II.2.1.1 Poutres principales [Pp] : selon BAEL99. (art.B.6.5.1)

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

- **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : longueur des plus grands portés entre nus.

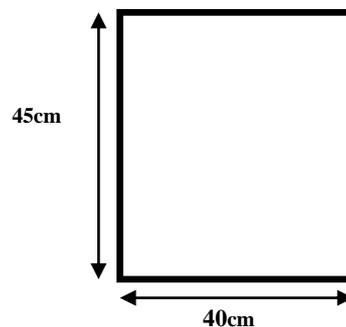
$$L_{\max} = 44.3 \text{ m.}$$

$$h = (29.53 \div 44.3) \text{ cm}$$

on prend: $h = 45 \text{ cm.}$

$$b = (0,3; 0,4) h = (13.5 ; 18) .$$

on prend : $b = 40 \text{ cm.}$



- **Condition de RPA 99 (article 7.5.1) :**

$$\text{➤ } b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm}$$

—————→ **condition vérifier.**

$$\text{➤ } h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

—————→ **condition vérifier.**

$$\text{➤ } \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{40} = 1.125 < 4,0$$

—————→ **condition vérifier.**

Donc les conditions de **BAEL** et **RPA** sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à **(40×45) cm²**.

II.2.1.2 Les poutres secondaires [Ps] :

- **Condition de portée : (BAEL91)**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : Longueur des plus grands portés entre nus.

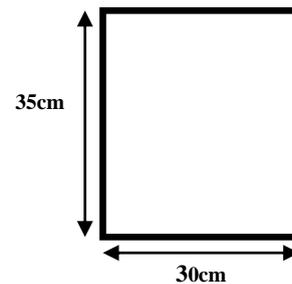
$$L_{\max} = 310 \text{ cm.}$$

$$h = (20.66 \div 31) \text{ cm}$$

On prend: $h = 35 \text{ cm.}$

$$b = (0,3; 0,4) \text{ h} = (10.5 ; 14).$$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$



- **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifier.**
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifier.**
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,17 < 4,0 \longrightarrow$ **condition vérifier.**

Les conditions de **BAEL** et **RPA** sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section **(30× 35) cm²**.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	Section (cm ²)
Principale	(40 × 45)
Secondaire	(30 × 35)

II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'**ELU**, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 (version2003)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone III** :

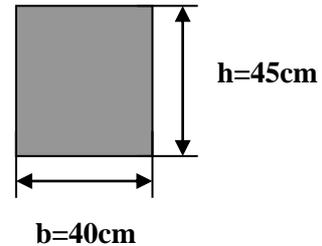
- **Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1.p :48) : on zone III**, on propose que **(40×45) cm²**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) > 30\text{cm} \dots \dots \min(40, 45) > 30\text{cm} \dots \dots \dots (cv) \\ \min(b_1, h_1) > \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \min(40, 45) > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots (cv) \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \dots \dots \dots \frac{1}{4} < \frac{40}{45} < 4 \dots \dots \dots (cv) \end{array} \right.$$

tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.06$ m Pour les étages 1 jusqu'au 7 étage.



- Selon les règles (BAEL) on a :

$$L_f = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm.}$$

h_e = la hauteur d'étage

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times L_f / b_i, \quad \lambda_y = 3.46 \times L_f / h_i$$

b_i = parallèle à l'axe x.

h_i = parallèle à l'axe y.

$$h_i = b_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{70} = 10.587 \text{ cm.}$$

Alors on prend $b_i = 40\text{cm}$, $h_i = 45 \text{ cm}$.

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Ils sont considérés comme des éléments linéaires, leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage "he" et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit : pour étage courant + RDC ($h_e = 3.06$ cm).

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right)$$

$$h_e = H - 0.40 = 2.66 \text{ m} = 266 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{266}{20} = 13.30 \text{ cm.}$$

alors on prend $a = 15 \text{ cm}$.

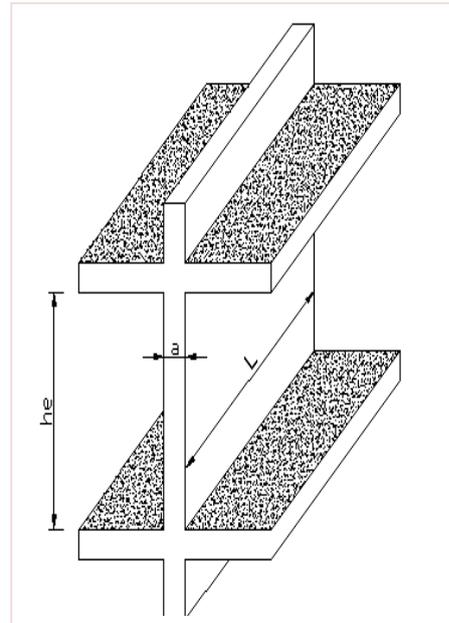


Figure II.1 : Schéma d'un voile

II.2.4. Pré dimensionnement des planchers à corps creux :

➤ **Plancher à corps creux** : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux.

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{310}{22.5} = 13.77 \text{ cm.}$$

Sachant que L : est la plus grande portée parallèle au poutrelles (L= 310 cm).

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression.} \\ h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$$

▪ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles** : selon le **CBA 93**

$$\frac{ht}{3} \leq b_0 \leq \frac{ht}{2} \longrightarrow 6.66 \leq b_0 \leq 10$$

♦ Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

- ◆ Le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.
- ◆ La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 65 \text{ cm.}$$

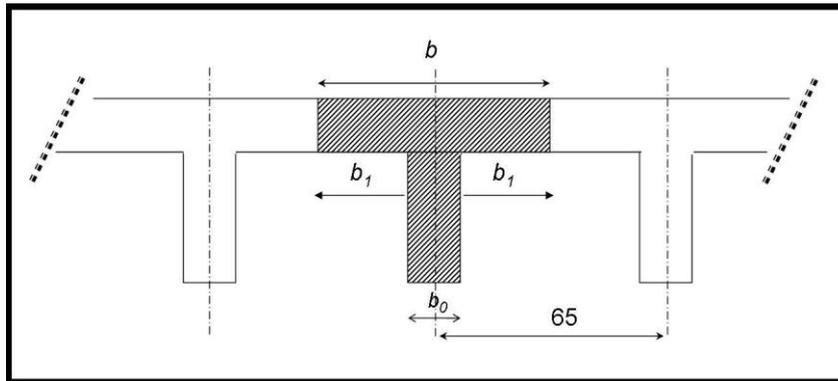


Figure II.2 : Schéma des poutrelles

II.2.5. Pré dimensionnement de balcon :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < L / 20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 100 \text{ cm}$$

$$6.66 \leq e \leq 12 \text{ cm, On prend une épaisseur de } \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

II.2.6. Pré dimensionnement de l'escalier :

- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche.

➤ **On prend :**

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 27 = 61 \Rightarrow 59 \leq 61 \leq 66 \text{ (cv)}$$

• **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées on a n = 18 contre marche.

Pour une volée on a n = 9 marches.

• **Longueur de la volée :**

$$L_1 = (n-1) g = (9-1) \times 27 = 8 \times 27 = 216 \text{ cm}$$

• **Inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{216} = 0.70 \rightarrow \alpha = 34.99^\circ \text{ donc } \cos \alpha = 0.82$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L₁ : Longueur de la volée = 2.16 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.16}{\cos 34.99} = 2.63 \text{ m}$$

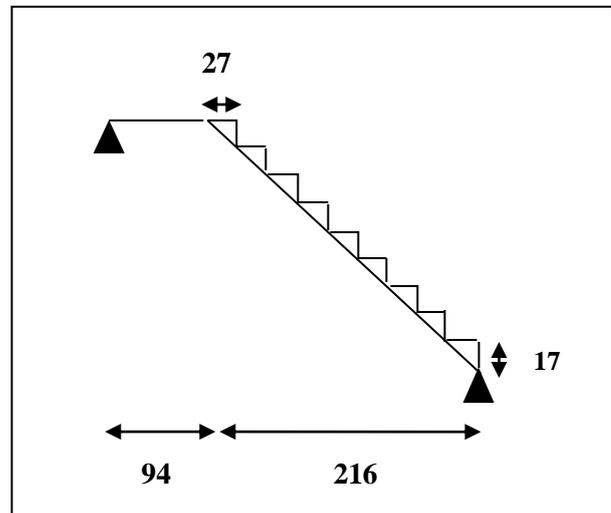


Figure II.3 : Schéma d'escalier

- **Épaisseur de la paillasse :**

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$\text{D'où : } e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times L_{\max} \quad \text{avec } L = l' + l_{\text{palier de repos}}$$

$$\text{Et : } l' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{216^2 + 153^2} = 264.69 \text{ cm.}$$

$$\text{Alors : } L = l' + l_{\text{palier}} = 265.637 + 0.94 = 265.63 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 265.63 = (8.85 \div 13.28), \text{ soit } e = 13 \text{ cm.}$$

II.3 EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1 Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

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

La descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Etapas de calcul :

-Les étapes de pré dimensionnement sont :

-Le choix du poteau le plus sollicité.

-Le calcul de la surface reprise par ce poteau.

-La détermination des efforts repris par ce poteau à l'**ELU** et on fait la vérification au **RPA 2003**.

II.3.1.1 Planchers :

➤ Les charges permanentes (**G**) :

- **Plancher terrasse :**

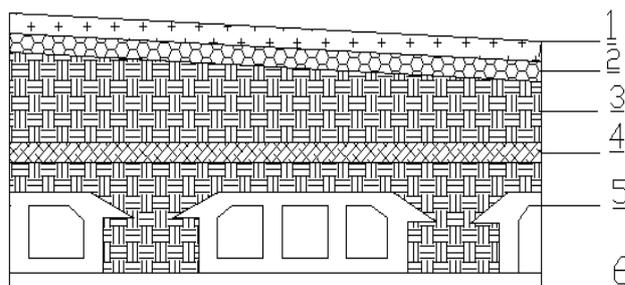


Figure II.5.1 : Schéma plancher terrasse

Charge permanente et charge d'exploitation : D'après DTR BC 2.2

<i>Les Couches</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids. V (KN/m3)</i>	<i>Charges (KN/m2)</i>
1- Gravillon de protection	0,04	20	0.80
2-isolation thermique (lige)	0.04	4	0.16
3- Corps creux +dalle de compression (16+4)	0.20	-	2.80
4- Enduit de plâtre	0,03	10	0.30
5- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
6- Béton en pente	0.05	22	1.1
Tableau II.1 : charge de plancher terrasse			G = 5.28

• **Plancher étage courant :**

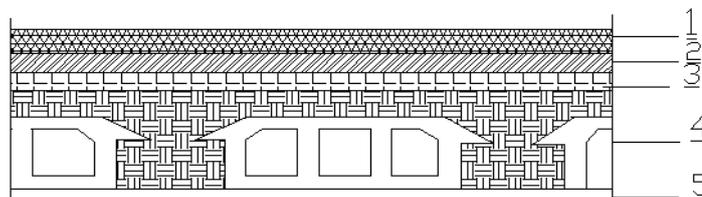


Figure II.5.2 : Schéma plancher étage courant

<i>Les Couches</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids. V (KN/m3)</i>	<i>Charges (KN/m2)</i>
1- Carrelage+ Mortier de pose	0,02	20+20	0.80
2-isolation phonique	0.02	8.50	0.17
3- Corps Creux +dalle de compression (16+4)	0.20	-	2.80
4- Enduit de plâtre	0,02	10	0.20
5- Cloison	0.9	-	1
Tableau II.2 : charge de plancher étage courant			G = 4.97

➤ **Les surcharges d'exploitation (Q) :**

<i>Désignation</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Plancher terrasse inaccessible	1.00
2- Plancher étage courant	1.50

Tableau II.3 : surcharge d'exploitation

II.3.1.2.1 Mur extérieure :

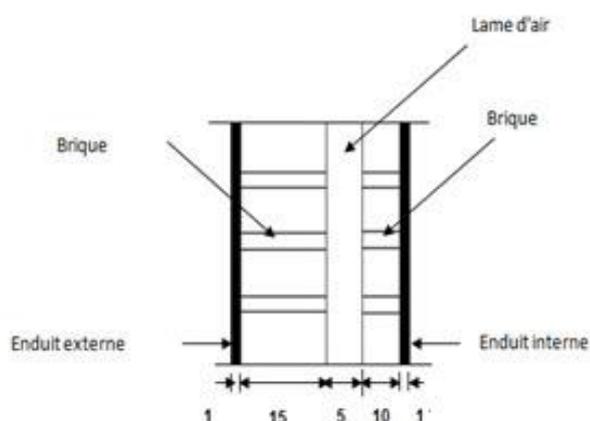


Figure II.6 : coupe d'un mur extérieur

<i>Désignation</i>	<i>e(m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>Charges (KN/m²)</i>
Enduit extérieur	0.01	18	0.18
Brique creuse	0.15	-	1.30
Enduit intérieur	0.01	10	0.10
Brique creuse	0.10	-	0.90
			G = 2.480

Tableau II.4 : charge permanente de mur extérieure

II.3.1.3 L'acrotère :

$$S = 0.1 \times 0.07 + (0.1 \times 0.03)/2 + 0.1 \times 0.6 = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/m}^2.$$

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.71 + 0.12 = 1.83 \text{ KN}$.

G = 1.83 KN/ml

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est : **1 KN**

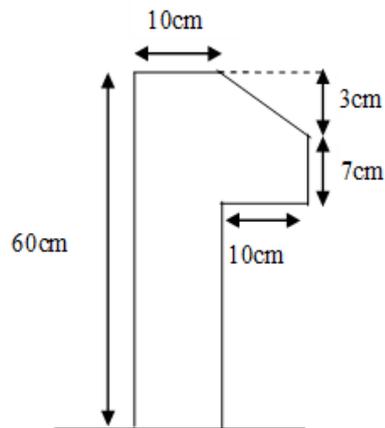


Figure II.7 : Section d'acrotère

II.3.1.4 Balcon :

II.3.1.4.1 : Terrasse :

Charge permanente : D'après DTR BC 2.2.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0.8
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16

4	Béton de pente	0,05	22	1.10
5	Plancher dalle pleine	0,15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
				G = 6.03

Tableau II.6 : Charge permanente de balcon à terrasse

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.3.1.4.2 : Etage courant :

Charge permanente : D'après DTR BC 2.2.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0,02	40	0.8
2	Isolant phonique	0,02	8.5	0.17
3	Plancher dalle pleine	0,15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
				G = 4.82

Tableau II.7 : Charge permanente de balcon à étage courant

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.3.1.5 Escaliers :

II.3.1.4.1 Pour la pailleasse : pailleasse (a) = pailleasse (b) :

Charge permanente : D'après DTR BC 2.2.

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0,02	20 + 20	0.80
2	Poids des marches	0,17/2	22	1.87
3	Poids de la paillasse	0,13/cos α	25	4.02
4	Enduit en mortier de ciment	0,01	10	0.1
				G= 6.790

Tableau II.8 : Charge permanente de paillasse

II.3.1.4.1 Pour le palier de repos :

Charge permanente : D'après DTR BC 2.2.

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0,02	20 + 20	0.80
2	Poids de palier	0,13	25	3.25
3	Enduit en mortier de ciment	0,01	10	0.1
				G = 4.15

Tableau II.9 : Charge permanente de palier de repos

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II.4 DESCENTE DES CHARGES :

➤ Rôle de la descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

➤ Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9 Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8 Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

• **POTEAU INTERMEDIARIES : (B - 4)**

Surface afférente :

$$S_{G1} = (2.065 + 1.55) \times (1.35 + 1.35) = \mathbf{9.76 \text{ m}^2}.$$

$$S_{QT} = (2.065 + 1.55 + 0.30) \times (1.35 + 1.35 + 0.40) = \mathbf{12.137 \text{ m}^2}.$$

$$S_{QE} = 12.1365 - (0.40 \times 0.45) = \mathbf{11.95 \text{ m}^2}.$$

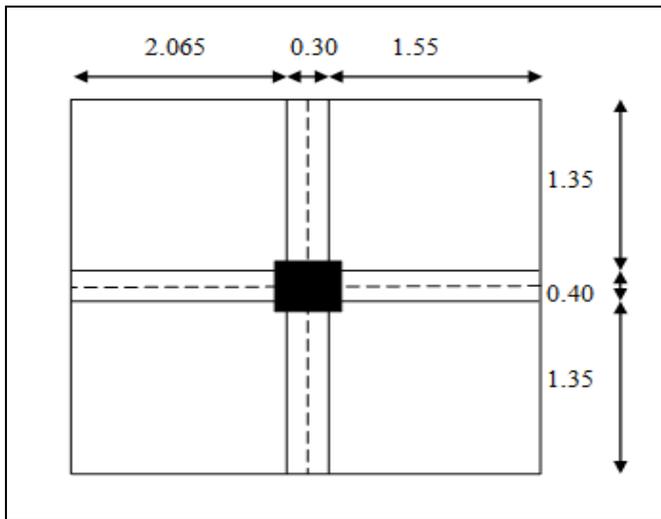


Figure II.8 : Schéma d'un poteau intermédiaire

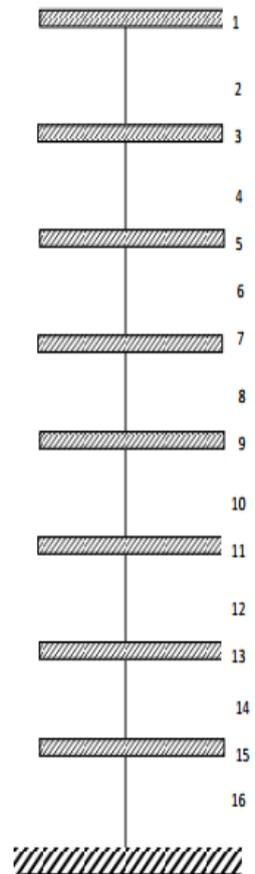


Figure II.9 : coupe B-B

Section	Elément	G(kN)	Q(kN)
1-1	Plancher terrasse : 5.28×9.76	51.53	-
	Poutre principale : $(0.40 \times 0.45 \times 25)$ $(2.065 + 1.55) - 0.15$	16.27	-
	Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.35 \times 25)$ $(1.35 + 1.35)$	7.09	-
	Surcharges : 1×12.137	-	12.137
2-2	Venant 1-1	74.89	12.137
	Poteau: $(0.40 \times 0.45 \times 25)$ 3.06	13.77	-
3-3	Venant 2-2	88.66	12.137
	Plancher étage courant : 4.97×9.76	48.51	-
	Poutre principale :	16.27	-
	Poutre secondaire :	7.09	-
	Surcharges : 1.50×11.95	-	17.92
4-4	Venant 3-3	160.53	30.06
	Poteau :	13.77	-
5-5	Venant 4-4	174.3	30.06
	$P_{EC} + P_p + P_s$	71.87	-
	Surcharges : 17.92×0.9	-	16.13
6-6	Venant 5-5	246.17	46.19
	Poteau :	13.77	-
7-7	Venant 6-6	259.94	46.19

		259.94	46.19
	$P_{EC} + P_p + P_s$	71.87	-
	Surcharges : 17.92×0.8	-	14.34
8-8	Venant 7-7	331.81	60.52
	Poteau :	13.77	-
9-9	Venant 8-8	345.58	60.52
	$P_{EC} + P_p + P_s$	71.87	-
	Surcharges : 17.92×0.7	-	12.54
10-10	Venant 9-9	417.45	73.064
	Poteau :	13.77	-
11-11	Venant 10-10	431.22	73.064
	$P_{EC} + P_p + P_s$	71.87	-
	Surcharges : 17.92×0.6	-	10.75
12-12	Venant 11-11	503.09	83.82
	Poteau :	13.77	-
13-13	Venant 12-12	516.86	83.82
	$P_{EC} + P_p + P_s$	71.87	-
	Surcharges : 17.92×0.5	-	8.96
14-14	Venant 13-13	588.73	92.78
	Poteau	13.77	-
15-15	Venant 14-14	602.5	92.78

	PEC + P _p + P _s	71.87	-
	Surcharges	-	8.96
16-16	Venant 15-15	674.37	101.74
	Poteau	13.77	-
	Venant 16-16	688.14	101.74

• **POTEAU DE RIVE:(A - 3) :**

Surface afférente :

$$S_{G1} = (1.55 + 1.55) \times (1.35) = 4.18 \text{ m}^2.$$

$$S_{QT} = (1.55 + 1.55 + 0.30) \times (1.35 + 0.40) = 5.95 \text{ m}^2.$$

$$S_{QE} = 5.95 - (0.40 \times 0.45) = 5.77 \text{ m}^2.$$

$$S_{balcon} = 1 \times 1.55 = 1.55 \text{ m}^2.$$

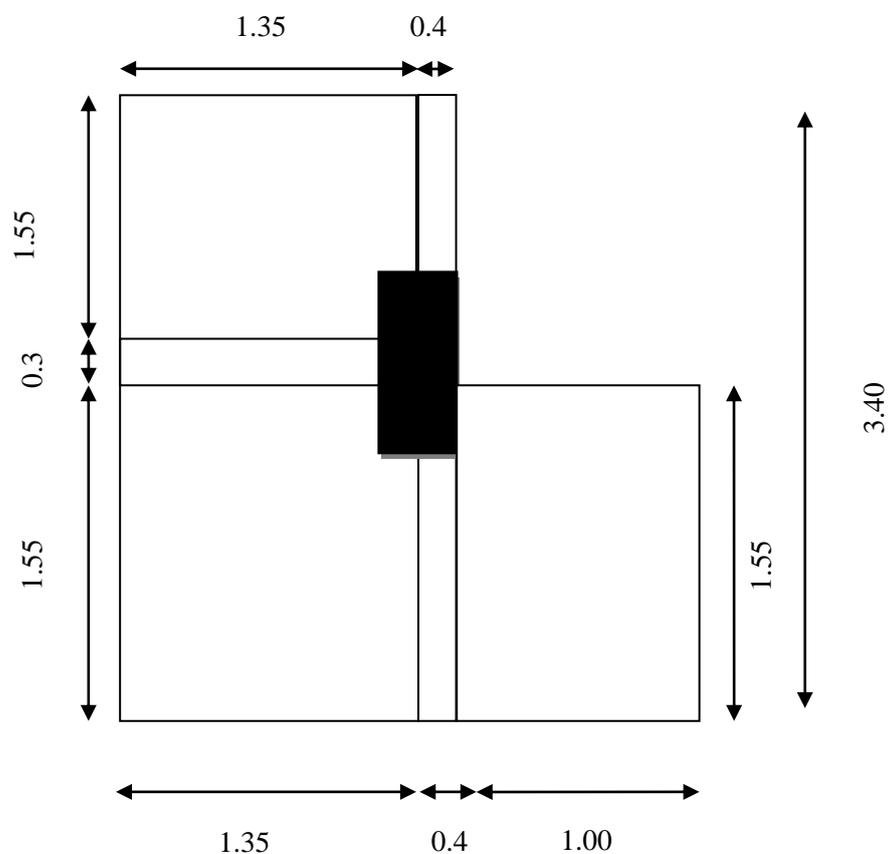


Figure II.10 : Schéma d'un poteau de rive

Section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1-1	Plancher terrasse : 5.28×4.18	22.07	-
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.45 \times 25 \times (1.55 + 1.55))$	13.95	-
	Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.35 \times 25) \times 1.35$	3.54	-
	Acrotère : $1.83 \times 0.0685 \times 25$	3.134	-
	Balcon : 6.03×1.55	9.34	-
	Surcharges : $Q_T = 1 \times 5.95 = 5.95$ $Q_{\text{balcon}} = 1 \times 1.55 = 1.55$	-	7.50
2-2	Venant 1-1	52.03	7.50
	Poteau: $(0.40 \times 0.45 \times 25) \times 3.06$	13.77	-
	Mur extérieurs : $(1.55 + 1.55) \times (3.06 - 0.45) \times 2.48$	20.06	-
3-3	Venant 2-2	85.86	7.50
	Plancher étage courant : 4.97×4.18	20.77	-
	Poutre principale :	13.95	-
	Poutre secondaire :	3.54	-
	Balcon : 4.82×1.55	7.47	-
	Surcharges : $1.5 \times 5.77 + 3.5 \times 1.55 =$	-	14.08
4-4	Venant 3-3	131.59	21.58
	Poteau	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-

5-5	Venant 4-4	165.42	21.58
	Charges permanents	45.73	-
	Surcharges : 14.08×0.9	-	12.67
6-6	Venant 5-5	211.15	34.25
	Poteau :	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
7-7	Venant 6-6	244.98	34.25
	Charges permanents	45.73	-
	Surcharges : 14.08×0.8	-	11.26
8-8	Venant 7-7	290.71	45.51
	Poteau :	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
9-9	Venant 8-8	324.54	45.51
	Charges permanents	45.73	-
	Surcharges : 14.08×0.7	-	9.85
10-10	Venant 9-9	370.27	55.36
	Poteau :	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
11-11	Venant 10-10	404.1	55.36
	Charges permanents	45.73	-
	Surcharges : 14.08×0.6	-	8.448
12-12	Venant 11-11	449.83	63.80

	Poteau :	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
13-13	Venant 12-12	483.66	63.80
	Charges permanentes :	45.73	-
	Surcharges : 14.08×0.5	-	7.04
14-14	Venant 13-13	529.39	70.84
	Poteau	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
15-15	Venant 14-14	563.22	70.84
	Charges permanents	45.73	-
	Surcharges	-	7.04
16-16	Venant 15-15	608.95	77.88
	Poteau	13.77	-
	Mur extérieure	20.06	-
	Venant 16-16	642.78	77.88

- Pour la vérification de la section du poteau, on prend le poteau le plus sollicité (l'effort normal ultime le plus important) \Rightarrow le poteau intermédiaire (B-4).

$$G = 688.14 \text{ KN}$$

$$Q = 101.74 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 688.14) + (1.50 \times 101.7) = 1081.54 \text{ kN}$$

$$N_U = 1081.54 \text{ KN.}$$

1. Vérification de la section de poteau (B-4) : BAEL91 (B.8.4, 1)

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

$$N_U \leq \overline{N_U} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$b < h$ donc $\lambda_y < \lambda_x$, alors $\lambda = \lambda_x$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 16,49$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

Niveau	B	h	Lf	λ	α
Poteau	40	45	2.14	16.49	0.81

Pas de risque de flambement.

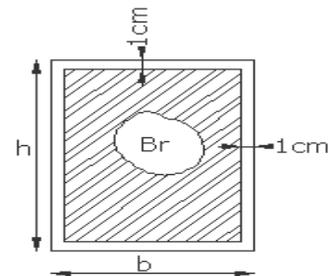
B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (h-2) \times (b-2)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times (b \times h)}{100} \\ \frac{8 \times (b+h)^2}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,90 \% B_r \rightarrow \text{en zone III}$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA})$$



Niveau	N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	N_u (KN)	condition
	1081.54	360	160474	160474	178304	47886.252	CV

Tableau II.10 : vérification de stabilité de forme

2. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q$$

$$v = \frac{789.88 \times 10^3}{180000 \times 25} = 0.17 \leq 0.3$$

Na (KN)	Bc	Fc28	v	condition
789.88	180000	25	0.17	CV

Tableau II.11 : vérification vis-à-vis du RPA 99

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTÈRE

III.1.1 : INTRODUCTION :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale (surcharge Q).

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

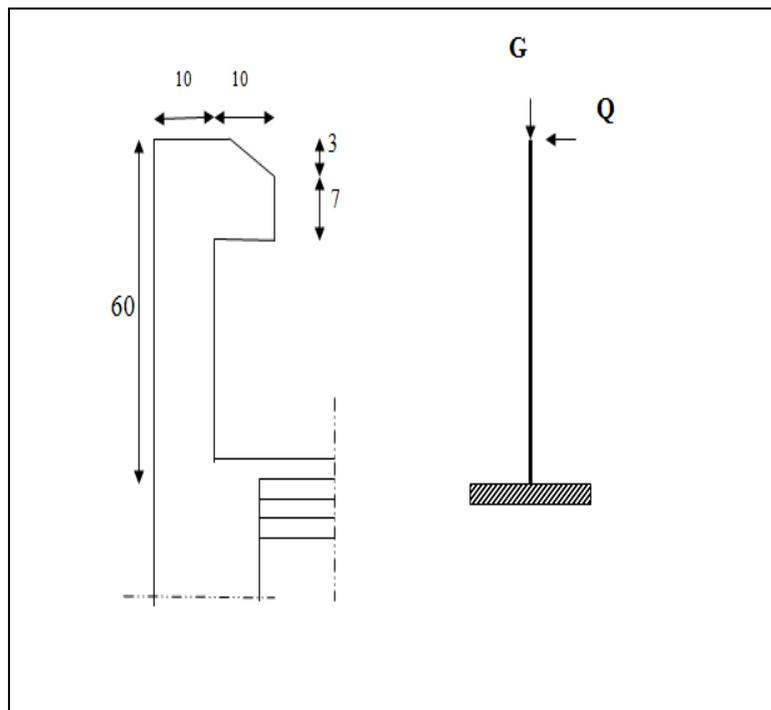


Figure III.1.1 : Diagramme des forces internes

III.1.2 : Evaluation des charges de l'acrotère :

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60$ cm

$$S_{inacce} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 685, \text{ alors } S_{inacce} = 0.0685 \text{ m}^2.$$

- La surface de l'acrotère est : $S = 0.0685 \text{ m}^2$.
- Le poids propre $G = 1.83 \text{ KN}$

- La surcharge $Q = 1 \text{ KN}$.

III.1.3. Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage **2**, zone **III**, $A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 pour tableau (6-1 de RPA99).

($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'élément considéré (poids d'acrotère).

Donc : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,83 = 1,464 \text{ KN/m}$.

Soit $Q = 1 \text{ KN/m}$ (surcharge due à la main courante)

Donc : $Q < F_p$

Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis :

- à l'état limite d'ultime (ELU) :

Effort normal de compression $N_u = 1,35 \times G = 2,470 \text{ k N}$

Moment fléchissant $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,318 \text{ k N.m}$

Effort tranchant $V_u = 1,5 \times F_p = 2,196 \text{ k N}$

- à l'état limite de service (ELS) :

Effort normal de compression $N_s = G = 1,837 \text{ k N}$

Moment fléchissant $M_s = F_p \times h = 0,88 \text{ KN.m}$

Effort tranchant $V_s = F_p = 1,469 \text{ k N}$

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

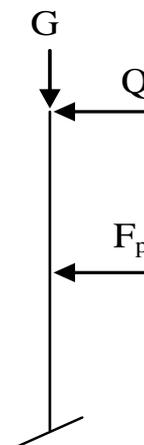


Figure III.1.2 : Schéma statique

$$N_u = 2,470 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,318 \text{ KN.m}$$

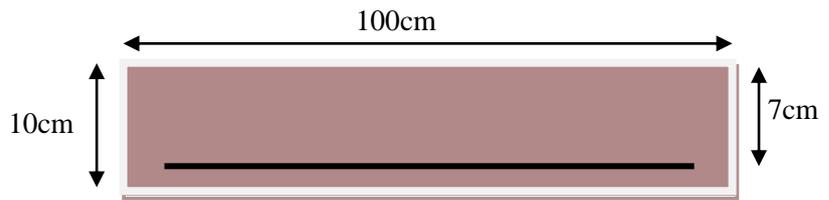


Figure III.1.3 : Section à ferrailer

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.1.4. Calcul de l'excentricité :

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$ $d = 7 \text{ cm}$ $c = 3 \text{ cm}$ **Acier FeE400** Fissuration préjudiciable

$ht = 10 \text{ cm}$

$$e > \frac{ht}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.318}{2.470} = 0.5332 \text{ m} = 53.32 \text{ cm} > 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section est partiellement comprimée car le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.1.5. Détermination du ferrailage :

III.1.5.1. Armatures Longitudinales :

- ELU :

➤ Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.318 + 2.470 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 1.3674 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma} \times b \times d^2} = \frac{1367.4}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0196 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($\dot{A}=0$)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0196)}}{0.8} = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.99$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1367.4}{0.99 \times 7 \times 348} = 0.567 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N : est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1^u - \frac{N}{100\sigma_s}$

$$A = 0.567 - \frac{2470}{100 \times 348} = 0.496 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.88}{1.837} = 0.479 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_s + N_s \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.88 + 1.837 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.916 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de traction d'armature :**

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$, sachant que :

$$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}$$

η : coefficient de fissuration, $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s \leq \min (2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{916}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.00093$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.00093)}}{0.8} = 0.001163$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.9995, k = 0.0099$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s = 0.0099 \times 201.63 = 2.015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.015 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} (A' = 0).$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{916}{201.63 \times 0.9995 \times 7} = 0.649 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.649 - \frac{1837}{100 \times 201.63} = 0.558 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

❖ **Tableau récapitulatif : A = max (A_u, A_{min}, A_{ser})**

A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ser} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
0.496	0.845	0.558	0.845	4 Ø 6 = 1.13

Tableau III.1: Récapitulation des armatures longitudinales

III.1.5.2. Armatures transversales :

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.51,1) :**

• **Calcul de la contrainte tangente conventionnelle :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \text{ (C. B. A. 93(A. 5. 1. 1))}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{2196}{1000 \times 70} = 0.0314 \text{ MPa}$$

L'acrotère est considéré comme un élément préjudiciable parce qu'il est exposé aux intempéries.

Fissuration préjudiciable → d'après BAEL 99 on a :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition :**

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0.35 \div 0.705)$$

On adopte : $A^r = 4 \text{ } \emptyset 5 = 0.79 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures :**

$$A^l = 4 \text{ } \emptyset 6 \longrightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A^r = 4 \text{ } \emptyset 5 \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.1.4. Présentation du ferrailage :

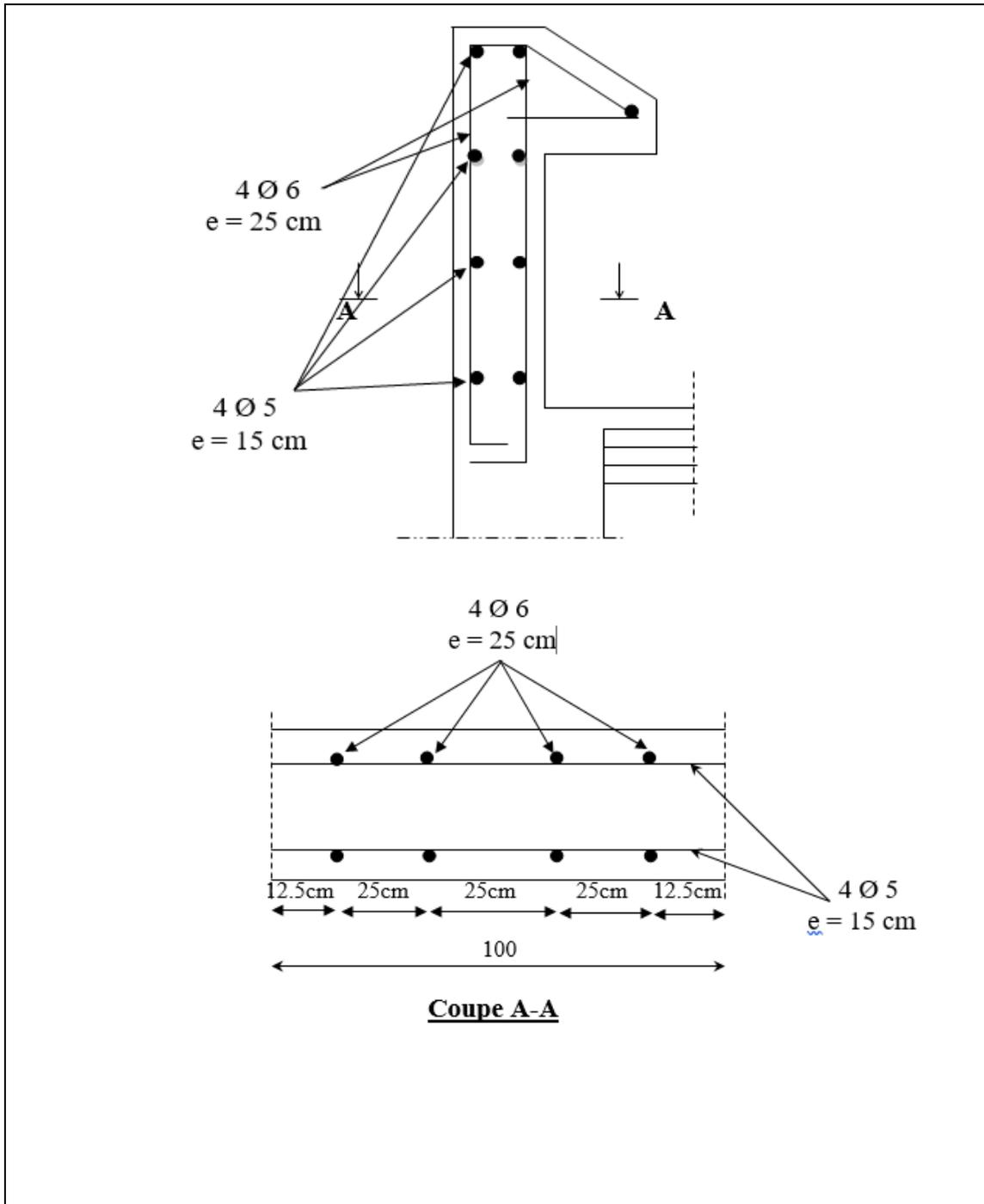


Figure III.1.4 : Plan de ferrailage d'acrotère

III.2. LES BALCONS

III.2.1 INTRODUCTION :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

III.2.2 Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

III.2.3 Combinaison des charges :

➤ terrasse :

D'après le chapitre II on a :

$$g = G \times 1\text{m} = 6.03 \times 1 = 6.03 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$p = \gamma \times h \times e = 1.83 \text{ KN} \quad (\text{Poids de l'acrotère}).$$

➤ Étage courant :

$$g = G \times 1\text{m} = 4.82 \times 1 = 4.82 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 3.50 \times 1 = 3.50 \text{ kN/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$p = G \times h \times 1 = 2.48 \times 2.91 \times 1 = 7.22 \text{ KN} \quad (\text{poids du mur extérieure}).$$

Sachant que :

$$\text{La hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m.}$$

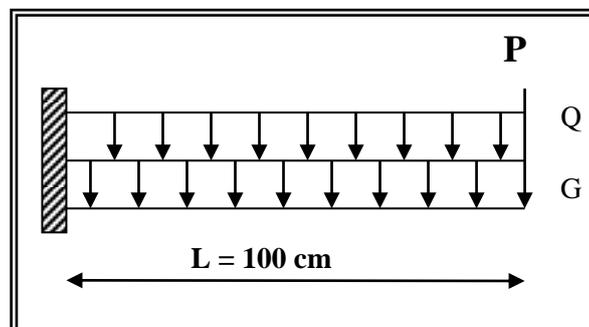


Figure III.2.1 : schéma statique du balcon

III.2.3 Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g}{2} \times l^2, \quad Tg = g \times l$$

$$M_q = \frac{q}{2} \times l^2, \quad Tq = q \times l$$

$$M_p = p \times l, \quad Tp = p$$

	M _g (KN.m)	M _q (KN.m)	M _p (KN.m)	T _g (KN)	T _q (KN)	T _p (KN)
Terrasse	3.015	0.50	1.83	6.03	1.00	1.83
Etage courant	2.41	1.75	7.22	4.82	3.50	7.22

III.2.4 Les Combinaisons D'action :

- **E.L.U :**

$$Mu = 1,35 (Mg + Mp) + 1,5Mq$$

$$Tu = 1,35 (Tg + Tp) + 1,5 Tq$$

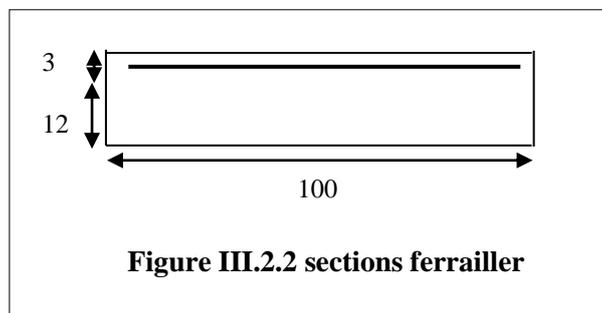
- **E.L.S :**

$$Mser = Mg + Mp + 1,5Mq$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (KN.m)	7.290	15.625
	T_u (KN)	12.11	21.504
ELS	M_{ser} (KN.m)	5.60	12.26

III.2.5 Calcul du ferrailage :

- **Armatures Longitudinales :**



Sachant que : c = 3 cm

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \rightarrow d = 12 \text{ cm.}$$

❖ Terrasse :

• E.L.U :

$$M_u = 7.290 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7290}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0356 < \mu_\ell = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0356 \rightarrow \alpha = 0.0453 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{7290}{348 \times 0.982 \times 12} = 1.778 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.778 \text{ cm}^2$$

• E.L.S :

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \text{ } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
7.290	5.60	1.30	0.0453	0.40	cv

❖ Pourcentage minimale : selon le BAEL91 (art B.6.4) :

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif : $A = \max (A_u, A_{min}, A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
1.778	1.449	1.5	1.778	4T8= 2.01

III.2.1. Tableau de récapitulation des armatures

❖ Étage courant :

• E.L.U :

$$\begin{cases} M_u = 15.625 \text{ KN.m} \\ T_u = 21.504 \text{ KN} \\ M_{ser} = 12.260 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_u (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_u (cm ²)
15.625	0.076	0,392	0,0994	0,960	3.89

• E.L.S :

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
15.625	12.260	1.274	0.0994	0.387	cv

❖ Tableau récapitulatif : $A = \max (A_u, A_{min}, A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.89	1,449	1,5	3.89	4T12 = 4.52

III.2.2. Tableau de récapitulation des armatures

➤ Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{21504}{1000 \times 120} = 0.1792 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,1792 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Les Armatures de répartition :

• Terrasse : $A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4T5 = 0.79 \text{ cm}^2$

• Étage courant : $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement entre les armatures :**

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h = 45,33\text{cm}) \Rightarrow S_t^l < 33 \text{ cm}$$

$$S_t^r \leq \min(4h = 60,45\text{cm}) \Rightarrow S_t^r < 45 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures longitudinales :**

- **Terrasse:** $S_t^l = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$
- **Étage courant :** $S_t^l = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Les armatures transversales répartition :**

- **Terrasse:** $S_t^r = 100 / n^{-1} = 33 \text{ cm}$
- **Étage courant :** $S_t^r = 100 / n^{-1} = 33 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ ($M_t = M_0$); $\frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{1}{10} = 0.1$ CV
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
 - **Étage courant :** $\frac{3.93}{100 \times 14} = 0.0028 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ CV
 - **Terrasse :** $\frac{2.01}{100 \times 14} = 0.00143 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ CV
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ CV

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.2.6 Présentation de ferrailage :

➤ Étage courant :

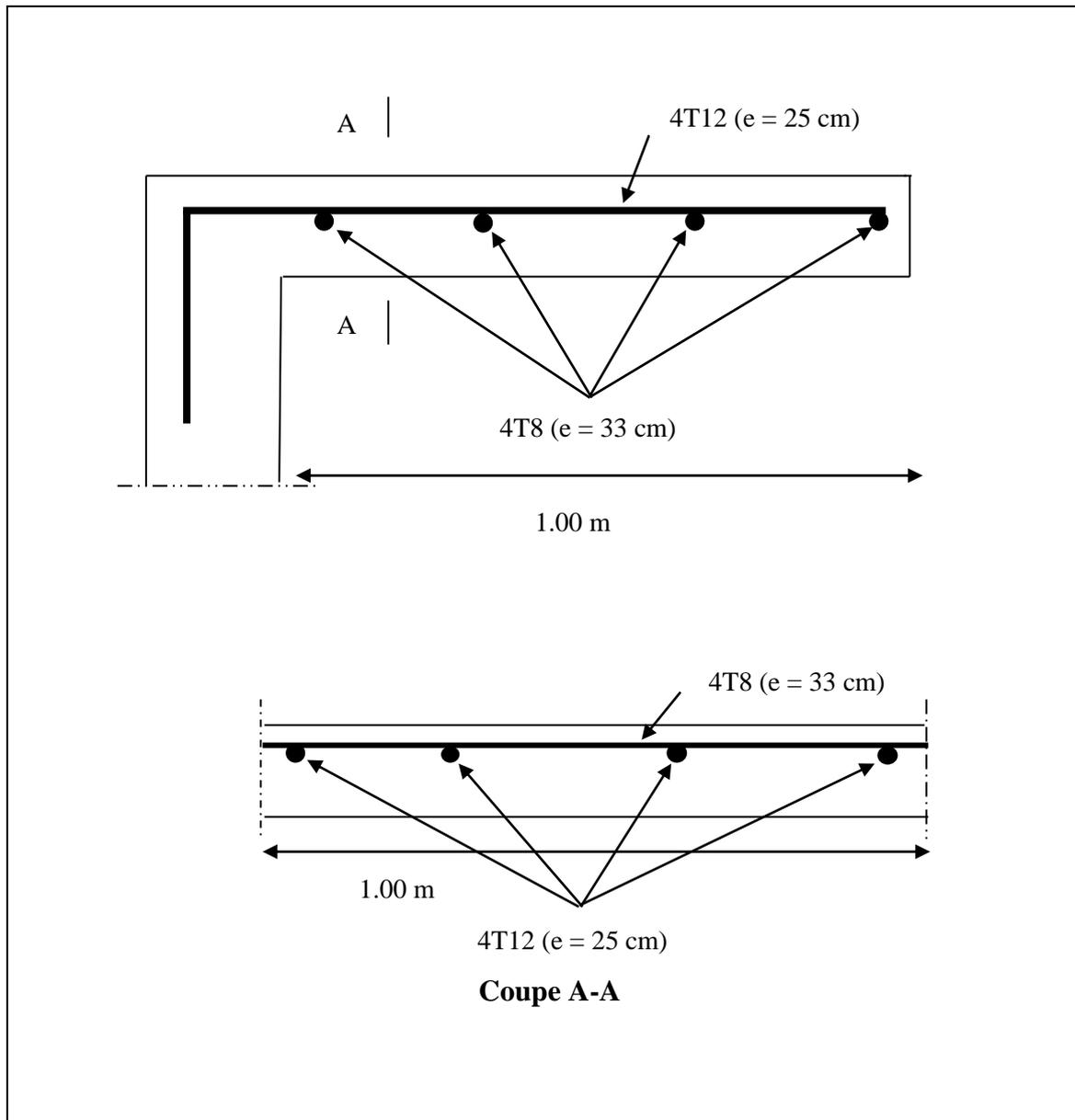


Figure III.2.3. Ferrailage de balcon étage courant

➤ Terrasse :

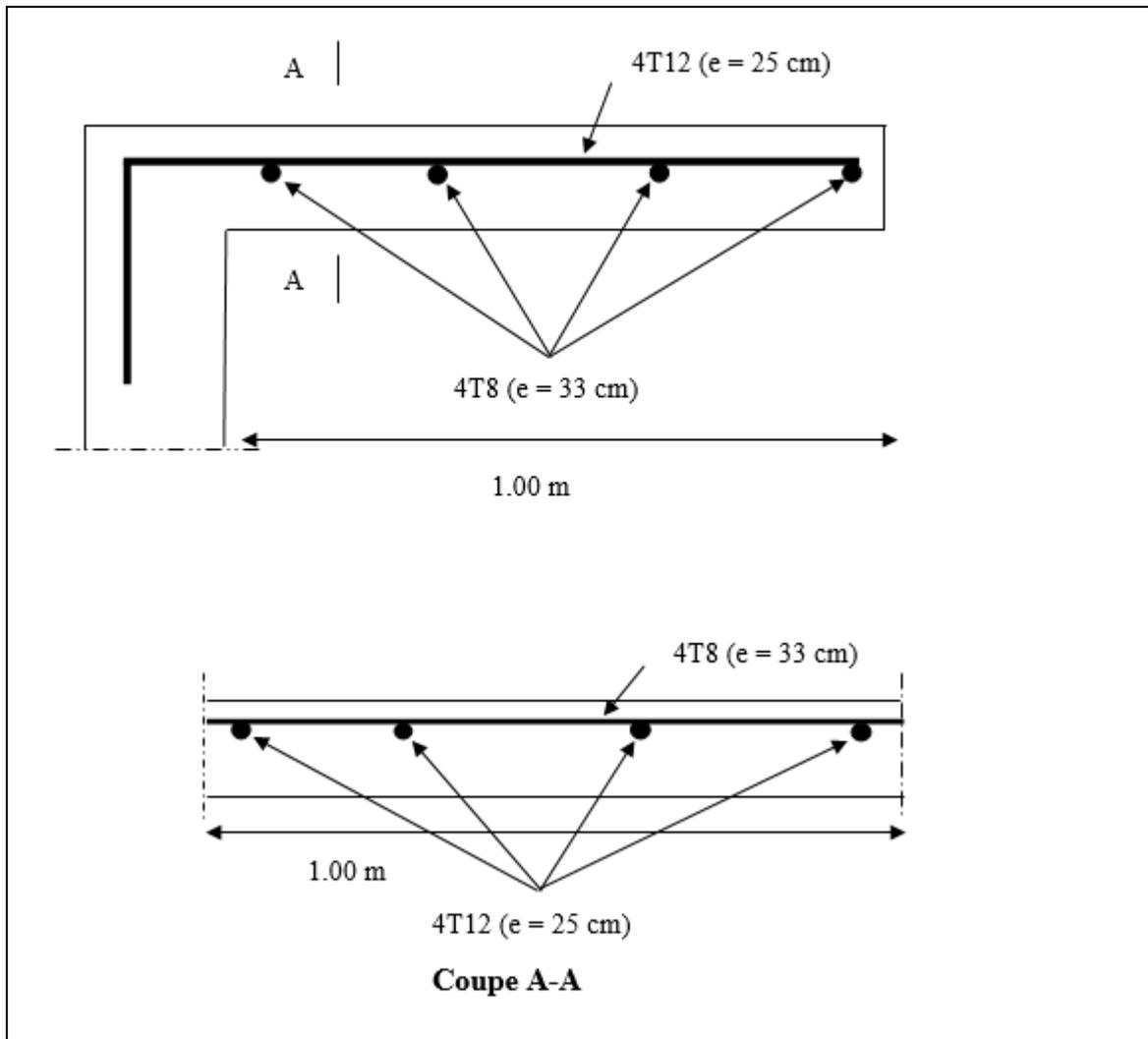


Figure III.2.4. Ferrailage de balcon terrasse

III.3. LES PLANCHERS

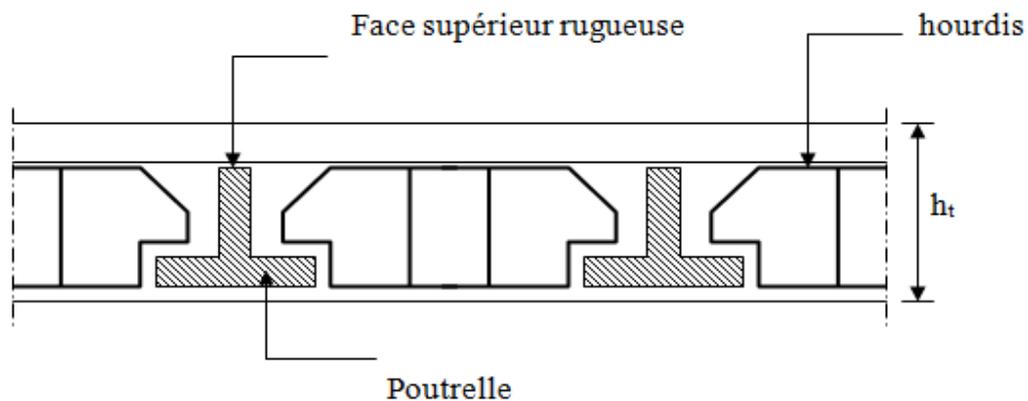
III.3.1 INTRODUCTION :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux.

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.



III.3.2. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

➤ Méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées

- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

➤ **Méthode de Caquot :**

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.3.4.1 Le choix de méthode :

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour les poutrelles.

Alors pour la détermination des efforts **M** et **T** on utilise la méthode de forfaitaire.

- **Condition d'application :**

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{KN/m}^2)$

✓ Plancher étage courant :

$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 4.97 = 9.94 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{CV}$

- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.28 = 10.56 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{CV}$

Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 : $0.8 \leq \frac{3.1}{3.1} = 1 ; \frac{3.1}{3.1} = 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

Type 2 : $0.8 \leq \frac{3.1}{3.1} = 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée.....CV

✓ Fissuration peu nuisible car les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches.....CV

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.5. Calcul des Planchers :

III.3.5.1. Calcul les poutrelles :

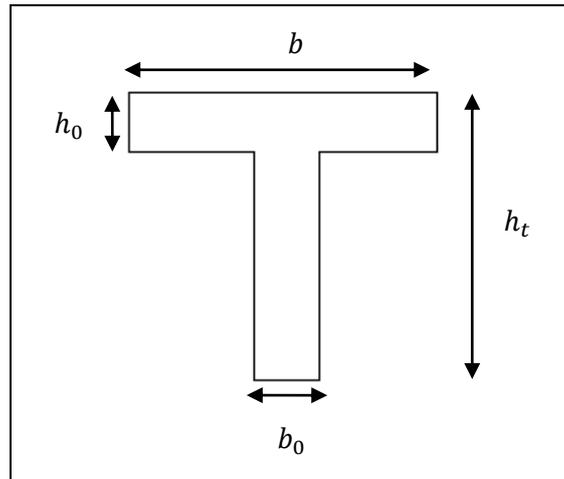


Figure III.3.1. Schéma d'une poutrelle

- Dimensionnement des poutrelles

$$h = 20 \text{ cm}, \quad h_0 = 4 \text{ cm}, \quad b_0 = 10 \text{ cm}, \quad b = 65 \text{ cm}$$

- Les charges appliquées :

- ❖ Plancher terrasse :

$$g = G \times 0.65 = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

- ❖ Plancher étage courant :

$$g = G \times 0.65 = 4.97 \times 0.65 = 3.231 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

- Les combinaisons d'actions :

$$\text{E.L.U: } P_u = 1.35g + 1.5q$$

$$\text{E.L.S: } P_s = g + q$$

Niveau	g (KN/ml)	q (KN/ml)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Etages courants	3.231	0.975	5.824	4.206
Etages terrasse	3.432	0.65	5.608	4.082

Tableau III.3.1. Charges supportées par les poutrelles

• **Les types des planchers :**

On a deux types des poutrelles dans la plancher terrasse et dans la plancher d'étages courants :

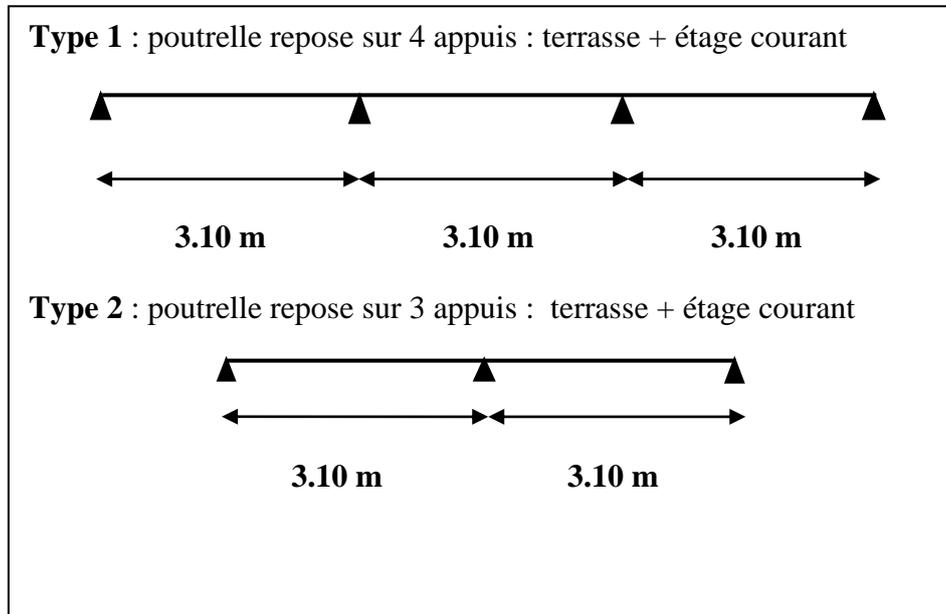


Figure III.3.2. Les types des poutrelles

III.3.5.2. Détermination des efforts M et T :

III.3.5.2.1. Calcul des moments :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

❖ **Les moments en appui :**

- 0.2M₀ pour appui de rive
- 0.5M₀ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- 0.4M₀ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

❖ **Les moments en travée :**

$$M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_e + M_w}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \end{cases}$$

M₀ : Moment isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

Me : Moment droit.

Mw : Moment gauche.

III.3.5.2.2. Calcul des efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \qquad T_g = +\frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

T_d : l'effort tranchant à droite de la travée

T_d : l'effort tranchant à gauche de la travée

✓ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 4.97} = 0.23$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 5.28} = 0.16$$

Etude de poutrelle type 1 :

		Travée	L (m)	P (kn/ml)	M0 (Kn.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)	
Terrasse	E	A-B	3.1	5.608	6.74	1.348	3.370	4.72	9.34	-8.04	
	L	B-C	3,1	5.608	6.74	3.368	3.368	3.71	8.692	-8.692	
	U	C-D	3,1	5.608	6.74	1.348	3.368	4.72	9.34	-8.041	
	E	A-B	3.1	4.082	4.90	0.981	2.452	3.43			
	L	B-C	3,1	4,082	4.90	2.452	2.452	2.70			
	S	C-D	3,1	4,082	4.90	2.452	0.981	3.43			
	Etages	E	A-B	3.1	5,824	6.996	1.399	3.498	5.03	9.70	-8.350
L		B-C	3.1	5,824	6.996	3.498	3.498	3.98	9.027	-9.027	
U		C-D	3,1	5,824	6.996	3.498	1.399	5.04	8.35	-9.70	
E		A-B	3.1	4.206	5.05	1.01	2.52	3.64			
L		B-C	3,1	4.206	5.05	2.52	2.52	2.88			
S	C-D	3,1	4.206	5.05	2.52	1.01	3.64				

Tableau III.3.2. Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants

Etude de poutrelle type 2 :

		Traveé	L (m)	P (kn/ml)	M0 (Kn.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)	
Terrasse	E L U	B-C	3.1	5.61	6.74	1.347	4.042	4.38	9.56	-7.826	
		C-D	3.1	5.61	6.73	4.042	1.347	4.38	7.826	-9.56	
	E L S	B-C	3.1	4,082	4.90	0.98	2.94	3.184			
		C-D	3.1	4,082	4.90	2.94	0.98	3.184			
Etages	E L U	B-C	3.1	5.824	7.00	1.399	4.197	4.68	9.92	-8.12	
		C-D	3.1	5.824	7.00	4.197	1.399	4.68	8.12	-9.93	
	E L S	B-C	3,1	4.206	5.05	1.01	3.03	3.38			
		C-D	3,1	4.206	5.05	3.03	1.01	3.38			

Tableau III.3.3. Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants

III.3.5.3. Calcul du ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

➤ Dimensionnement des poutrelles :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$

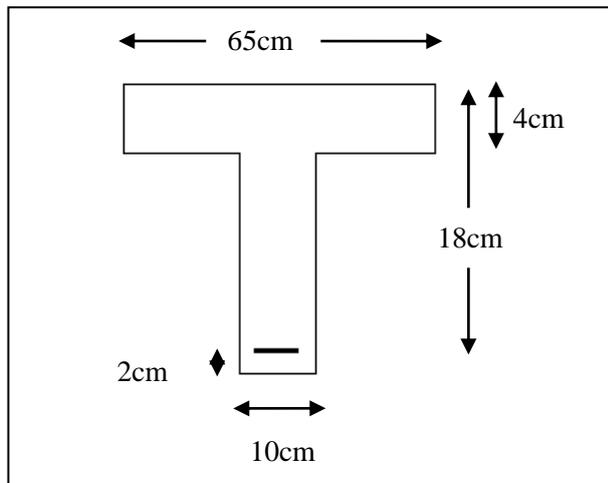


Figure III.3.3. Dimensionnement des poutrelles

➤ **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$c_0 = 1 \text{ cm (Fissuration peu préjudiciable). (BAEL91. A.7.1).}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm (BAEL91. A.7.2.1).}$$

$$c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

a. Les armatures longitudinales :

a.1. Plancher étage courant :

• **ELU :**

▪ **En travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 5040 \text{ N.m} < M_u = 59072 \text{ N.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$ de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5040}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.01685 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.01685 \quad \alpha = 0.0212 \quad \beta = 0.991 \quad A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{5040}{348 \times 0.991 \times 18} = \mathbf{0.812 \text{ cm}^2}$$

▪ **Sur appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
4197	0.0140	0,392	0.0176	0.993	0.674

Tableau III.3.4. Récapitulation de ferrailage

• ELS :

Selon BAEL83 on a :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$

	α	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>En Travée</i>	0.0212	5040	3640	1.385	25	0.4425	CV
<i>Sur Appui</i>	0.0176	4197	3030	1.385	25	0.4425	CV

Tableau III.3.5. Vérification de la contrainte

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{tmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

En travée : $A_{tmin} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 1.4128 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{tmin} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^t (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	0.812	1.4128	1.30	1.4128	2HA12=2.26
Appuis	0.674	0.217	0.20	0.674	1HA12=1.13

Tableau III.3.6. Récapitulation des armatures longitudinales des poutrelle étage courant

a.2. Planchers terrasse :

- ELU :

	Mu (N.m)	μ	μl	α	β	Acal (cm ²)
<i>En Travée</i>	4720	0.0158	0.392	0.0199	0.993	CV
<i>Sur Appui</i>	4040	0.0135	0.392	0.0170	0.993	CV

Tableau III.3.7. Récapitulation de ferrailage

- ELS :

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>En Travée</i>	0.0199	4720	3680	1.283	25	0.3915	CV
<i>Sur Appui</i>	0.0169	4040	2940	1.374	25	0.4370	CV

Tableau III.3.8. Vérification de la contrainte

	Acal (cm ²)	A_{min}^t (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	0.760	1.4128	1.30	1.4128	2HA12=2.26
Appuis	0.649	0.217	0.20	0.649	1HA12=1.13

Tableau III.3.9. Récapitulation des armatures longitudinales des poutrelle terrasse

➤ Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

b : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{9.92 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,5511 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211))}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5511 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{ cv })$$

• **Diamètres minimales ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} , \phi_l , \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} , \phi_l , \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5.714 ; 12 ; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.50 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})}$$
, d'après le **BAEL91 (A.5.1, 23)** on a **k = 1** (flexion simple)

$$S_{t3} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 235}{10 \times 1.15 (0.5511 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 118.10 \text{ cm}$$

Alors : $S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 16.20 \text{ cm}$ on prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)**

* **Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :**

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$Vu = 9920 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 16.2 \times 2500}{1.5 \times 2} = 108000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{cv}$$

*** Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit**

être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{Vu}{f_e}$

On a : $A = 2T12 = A = 2.26 \text{ cm}^2. A = 226 \text{ mm}^2.$

Alors : $A \geq 1.15 \frac{9920}{400} = 28.52 \text{ mm}^2.$

$A = 226 \text{ mm}^2 > 28.52 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$

III.3.5.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \times L_n}{f_e} \text{ (la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures)}$$

$$A \perp = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ alors on adopte } 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

• L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

n : nombres des barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A // = \frac{A \perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte $3 \phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

• L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

n : nombres des barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424) :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{310} = 0.065 \geq \frac{5040}{15 \times 6740} = 0.0499 \dots \text{cv}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 \leq \frac{3.60}{400} = 0.0090 \dots \text{cv}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{310} = 0.065 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{cv}$

III.3.5.4. Présentation du ferrailage:

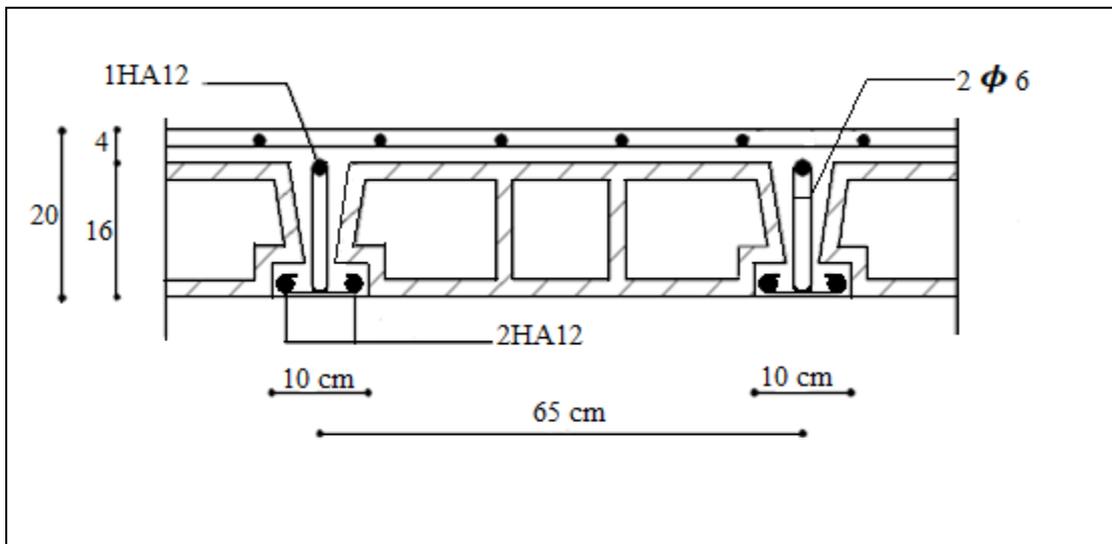


Figure III.3.4. Ferrailage de nervures

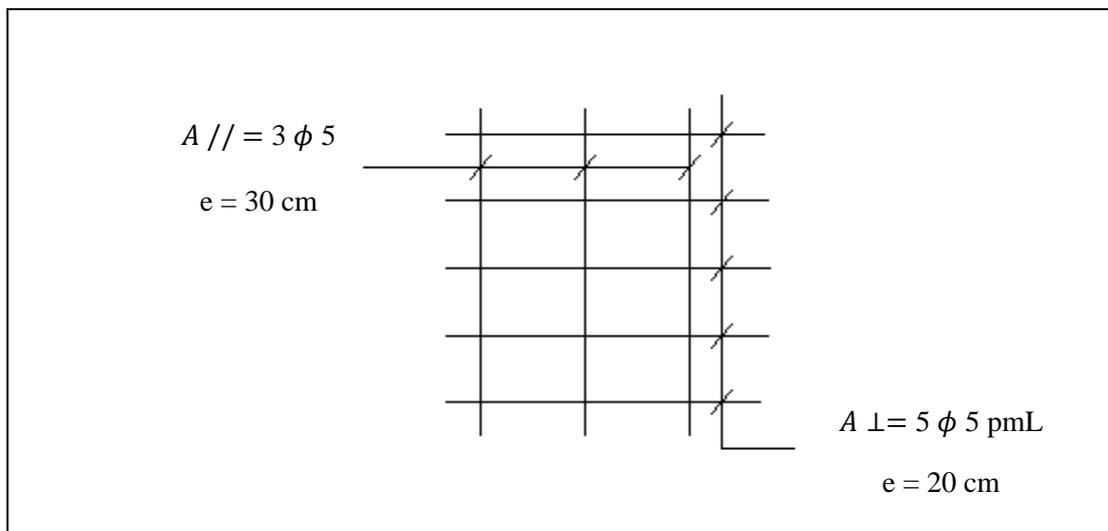


Figure III.3.5. Ferrailage de la dalle de compression

III.4. L'ESCALIER

III.4.1. INTRODUCTION :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.4.2. ETUDE D'ESCALIERS :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 13 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 13 cm.
- ✓ Giron de 27 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

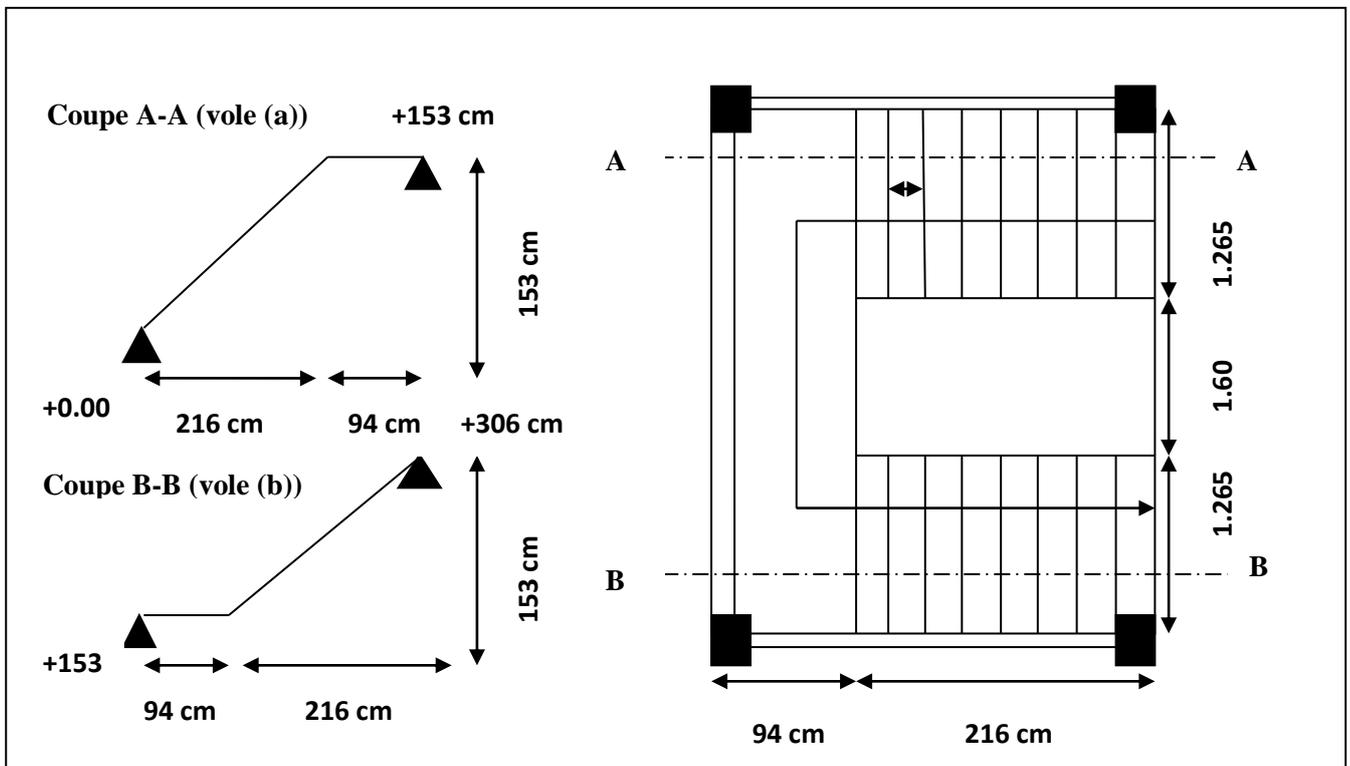


Figure III.4.1. Schéma statique d'un escalier

III.4.3. EVALUATION DES CHARGES :

Charges permanentes : DTR (B.C2.2)

- Charges et surcharges des escaliers : D'après le chapitre II on a :

➤ Paillasse :

$$G = 6.79 \times 1ml = 6.79 \text{ KN/ml} \quad Q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Palier :

$$G = 4.15 \times 1ml = 4.15 \text{ KN/ml} \quad Q = 2.5 \times 1ml = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. COMBINAISONS D'ACTION :

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	9.35	12.92
ELS	6.65	9.290

Tableau III.4.1. Combinaison d'action

III.4.5. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

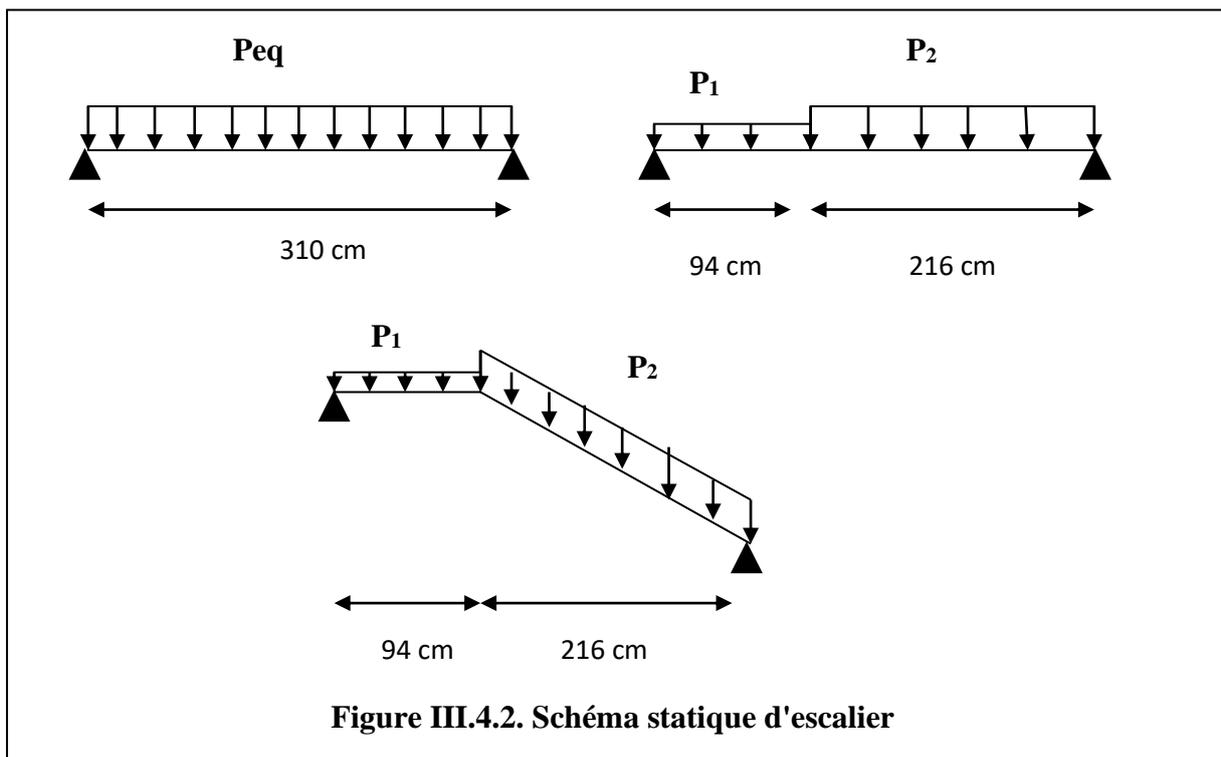


Figure III.4.2. Schéma statique d'escalier

Paillasse (a) = Paillasse (b) : alors on a un seul type d'escalier.

- La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

- Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	P_{eq} (KN/mℓ)	M_o (KN.m)	M_a = 0,3 M_o	M_t = 0,85 M_o	T_u (KN)
ELU	11.83	14.21	4.263	12.08	18.34
ELS	8.49	10.20	3.06	8.67	

Tableau III.4.2. Récapitulation du calcul des moments et les efforts tranchants

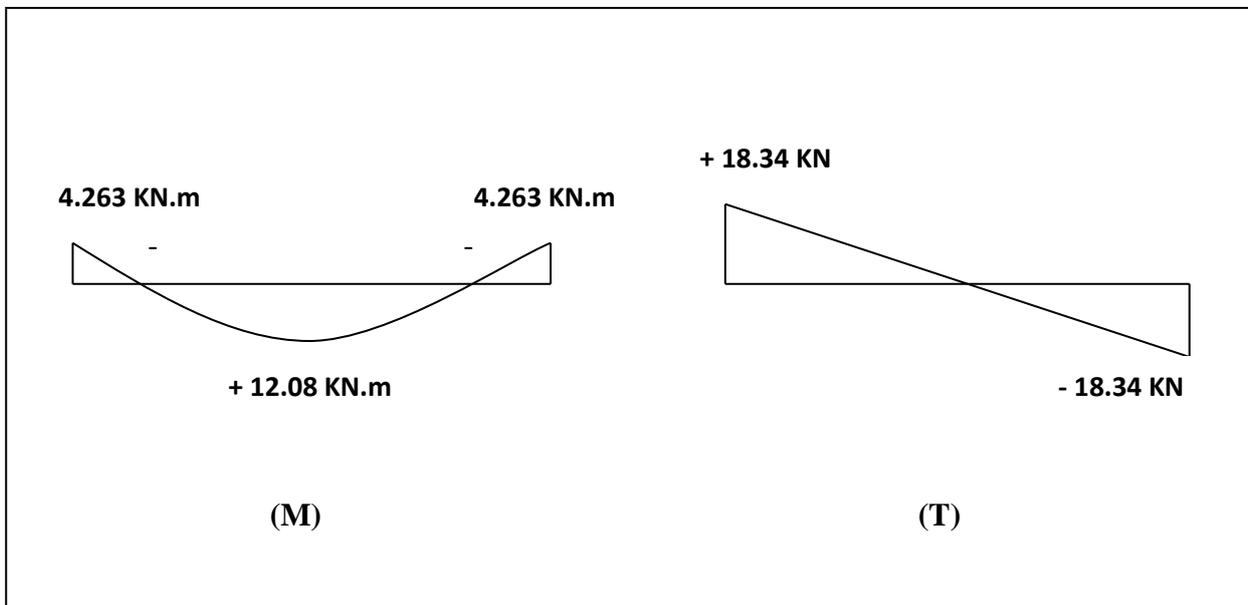


Figure III.4.3. Diagramme de moment et l'effort tranchant

III.4.4. CALCUL DE FERRAILLAGE :

III.4.4.1. Armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

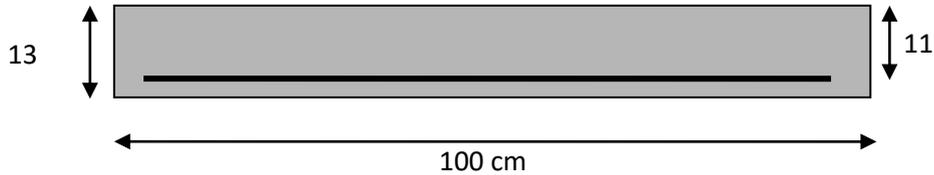


Figure III.4.4. Section à ferrailer.

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$, $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$\mu_\ell = 0.392$, $\mu < \mu_\ell \Rightarrow \lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$

L'enrobage: $c = 2 \rightarrow e = 13 \text{ cm} \rightarrow d = 11 \text{ cm} \rightarrow b = 1.0 \text{ m}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$

D'après le **BAEL 91**, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	12.08	0.070	0,091	0,963	3.28
Appuis	4.263	0,0248	0,0314	0,987	1,128

➤ E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	Condition
En travée	12.08	8.67	1.39	25	0,445	Vérifier
Sur appuis	4.263	3.06	1.39	25	0,445	Vérifier

- **Conditions de non fragilité :**

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 13 = 1.30 \text{ cm}^2$$

	A _u (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	1,128	1.33	1,30	1,33	2.01 = 4 T 8
Travée	3.28	1.33	1,30	3.28	4.52 = 4 T 12

Tableau III.4.3. Récapitulation des armatures longitudinales d'escalier

III.4.4.2. Les armatures de répartitions : BAEL91. (A.8.2, 42 .la page99) : A_t = A_l / 4

Elément	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	4.52	1.13	1.51 cm ² = 3 T 8
Appuis	2.01	0.5025	0.85 cm ² = 3 T 6

Tableau III.4.4. Récapitulation des armatures de répartition d'escalier

III.4.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 13; 33 \text{ cm}) = \min(39 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

-Appuis : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

-Travée : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

- **Armatures répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 13; 45 \text{ cm}) = \min(52 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

-Appui : $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm, on prend } S_t = 30 \text{ cm}$

-Travée : $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm, on prend } S_t = 30 \text{ cm}$

III.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

- **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{18340}{1000 \times 130} = 0,141 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ d'après le BAEL91 art A.5.1,211}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

III.4.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{0.85 M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{13}{310} = 0,042 < 0,085 \dots\dots\dots(\text{CNV}).$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{3.28}{100 \times 11} = 0,00298 < \frac{4.20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{13}{310} = 0.042 < 0.0625 \dots\dots\dots(\text{CNV}).$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.4.8. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,3) (p : 107)

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 13 \times \frac{13}{2} + 15 \times 3.28 \times 11}{100 \times 13 + 15 \times 3.28} = 6.66 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 13 - 6.66 = 6.34 \text{ cm}$

$$\delta = Y_G - 2 = 6.66 - 2 = 4.66 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 - y_G'^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 19577.10 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3.28}{11 \times 100} = 0.00298$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00298} = 7.047$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00298} = 2.82$$

➤ Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.
J : charge permanente sans revêtement.
ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4.15 \times 0.94) + (6.79 \times 2.16)}{(2.16 + 0.94)} = 5.989 \text{ KN/ml}$$

$$j = \frac{(3.250 \times 0.94) + (5.890 \times 2.16)}{(0.94 + 2.16)} = 5.090 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = g + Q = 5.938 + 2.50 = 8.489 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{5.989 \times 3.10^2}{8} = 7.194 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{5.090 \times 3.10^2}{8} = 6.1144 \text{ KN.m}$$

$$M_\rho = \frac{\rho \times l^2}{8} = \frac{8.438 \times 3.10^2}{8} = 10.197 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00298 = 0.298$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL (P316)).

On tire la valeur β : $\rho = 0.298 \rightarrow \beta = 0.914$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{7194}{3.28 \times 0.914 \times 11} = 218.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{6114.4}{3.28 \times 0.914 \times 11} = 185.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{10197.41}{3.28 \times 0.914 \times 11} = 309.23 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00298 \times 218.15 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00298 \times 185.41 + 2.1} = 0.15$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00298 \times 309.23 + 2.1} = 0.36$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 19577.10) / (1 + 2.820 \times 0.22) = 13289.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 19577.10) / (1 + 7.047 \times 0.22) = 8443.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 19577.10) / (1 + 7.047 \times 0.15) = 10468.78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 19577.10) / (1 + 7.047 \times 0,36) = 6088.57 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[7194 \times (310^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 13289.81]} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[7194 \times (310^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8443.90]} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[6114.4 \times (310^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 10468.78]} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[10197 \times (310^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 6088.57]} = 0.50 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 0.21 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{310}{1000} = 0.81 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.9. Plan de ferrailage :

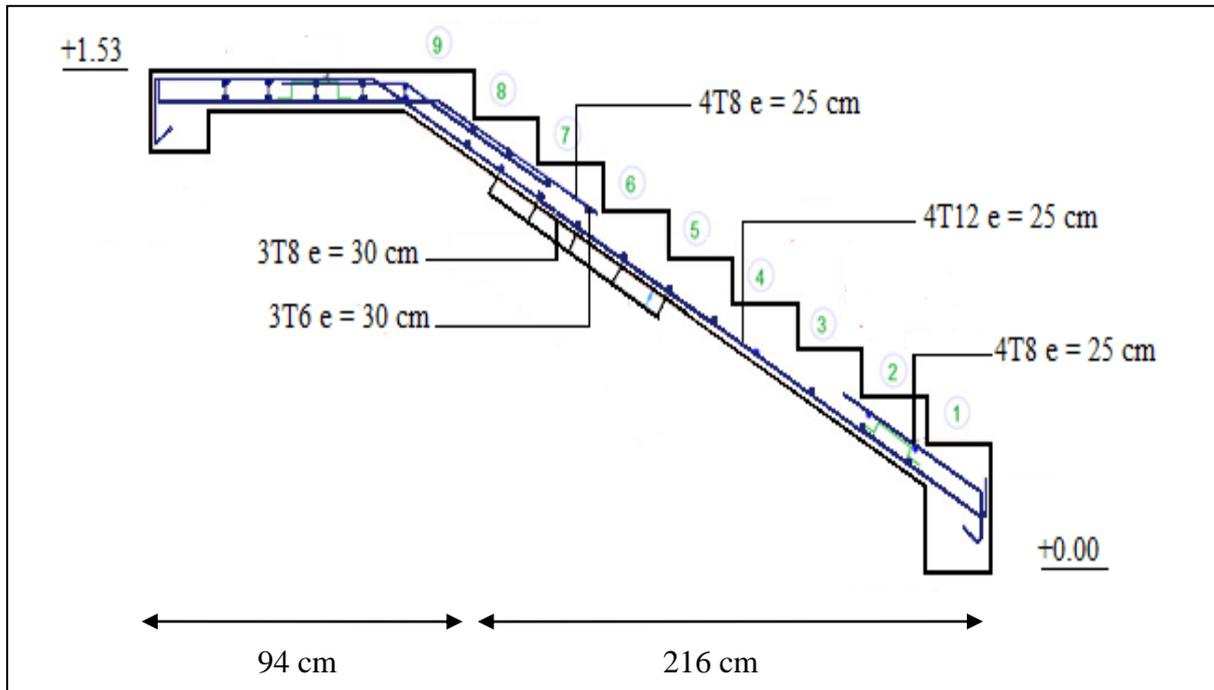


Figure III.4.5. Plan de ferrailage de l'escalier

III.5. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

III.5.1. Introduction :

La poutre palier est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

III.5.2. Dimensionnement :

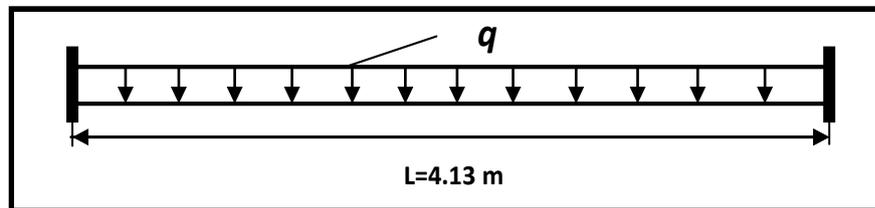
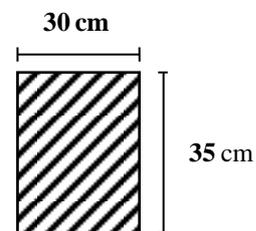


Figure III.5.1. Schéma statique de la poutre palier

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \quad l = 413 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{413}{15} \div \frac{413}{10} \right) \Rightarrow h \geq (27.53 \div 41.3)$$

Alors on prend : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$



Section (30x35) cm²

III.5.3 Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

- La réaction d'escalier :

$$P = P_{eq} \times \frac{l}{2} = \left[\frac{(9.35 \times 0.94) + (12.92 \times 2.16)}{3.10} \right] \times \frac{4.13}{2} = 24.444 \text{ KN/ml}$$

- Poids du mur :

$$g_m = 2.48 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.40 - 0.35 \right) = 1.93 \text{ KN/ml}$$

III.5.4. Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + P + g_m = 2.630 + 24.444 + 1.93 = 29 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $Q = 2.5 \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{4.13}{2} = 5.1625 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.13 \text{ m}$$

	P (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _a = 0,3 M ₀	M _t = 0,85 M ₀	T _u (KN)
ELU	46.89	99.97	29.99	84.97	96.82
ELS	34.16	72.83	21.85	61.90	

Tableau III.5.1. Moments et effort tranchants

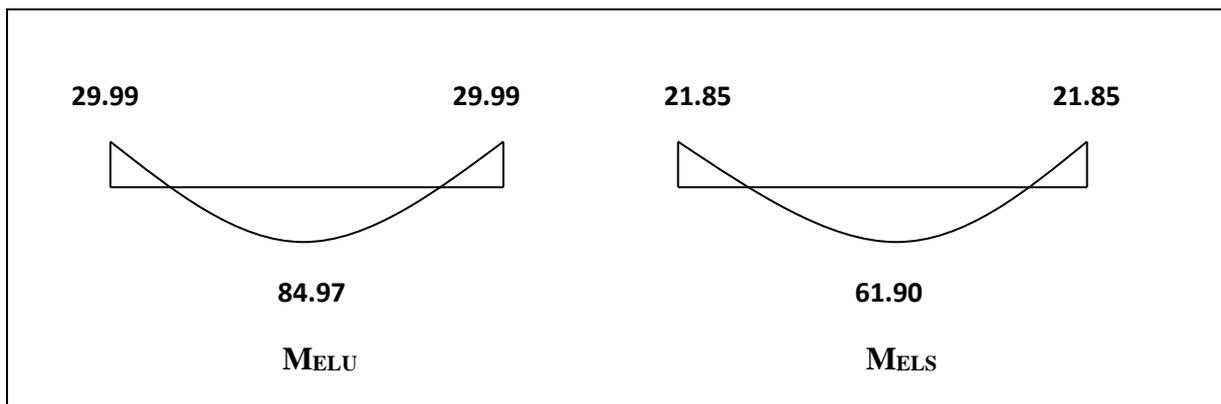


Figure III.5.2. Diagramme de moment

III.5.4.1. Calcul de ferrailage :

III.5.4.1.1. Armatures longitudinales :

- **E.L.U :**

L'enrobage :

$c = 3\text{cm}$

$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	84.97	0.194	0,272	0,891	8.561
Appuis	29.99	0.0687	0,0891	0,964	2.794

Tableau III.5.2. Récapitulation de ferrailage de poutre palière

E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	84.97	61.90	1.37	25	0.435	Vérifier
Sur appuis	29.99	21.85	1.37	25	0.435	Vérifier

Tableau III.5.3. Vérification de la contrainte

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

- **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A^{RPA}_{min} = 0,5 \% b \times h$$

	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
Appuis	2.794	1.16	1.05	5.25	5.25
Travée	8.561	1.16	1,05	5.25	8.561

Tableau III.5.4. Récapitulation des armatures de la poutre palière

III.5.4.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{96820}{300 \times 320} = 1.008 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\emptyset_t \leq \min \left[\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10} \right] = \left[\frac{35}{35} = 1, 1.4, \frac{30}{10} = 3 \right] = 1 \text{ soit : } \emptyset_t = 0.8 \text{ mm}$$

III.5.4.1.3. Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 :

- $St = \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{35}{4} = 8.75, 12\emptyset_t = 9.6, 30 \text{ cm} \right) = 8.75 \text{ cm}$

Soit : $St = 8 \text{ cm}$, dans la zone nodale.

- $S' \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit : $S' = 15 \text{ cm}$, dans la zone courante.

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$, donc on adopte **4T8 (2,01cm²)**.

La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$.

➤ **La quantité des armatures transversales :**

- **Selon le BAEL 91 (art A.5.1,2) :** on a :

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S}{f_e} = 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45 \rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}$$

- **Selon RPA 99 (art.7.5.2,2):** on a :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{BAEL}}, A_{t\text{RPA}}) \rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

III.5.5. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 4.263 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 4.263 \times \frac{4.13}{2} = 8.803 \text{ KN.m}$$

M_{tor} : Le moment de torsion maximale.

III.5.5.1. Vérification du béton :

III.5.5.1.1. Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21) :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

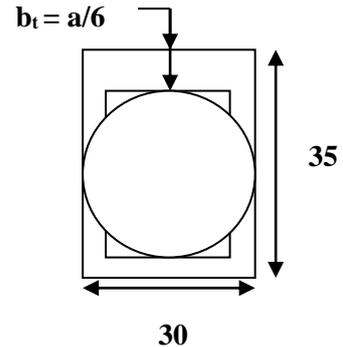
$$T_{uv} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

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

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{8.803 \times 1000}{2 \times 750 \times 5} = 1.174 \text{ MPa}$$



III.5.5.1.2. Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (1.008)^2 + (1.174)^2 = 2.394 \leq (\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56 \dots\dots\dots CV$$

III.5.5.1.3. Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad ; \text{ avec } \mu: \text{ périmètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace.}$$

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

$$A_l = \frac{110 \times 8803}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.856 \text{ cm}^2$$

III.5.5.1.4. Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{st \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15 \times 8803}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 0.2530 \text{ cm}^2$$

III.5.5.1.5. Section minimale des armatures : Selon BAEL83 on a :

- $\frac{A_l \times f_e}{bt \times \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1.856 \times 400}{5 \times 110} = 1.35 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

- $\frac{A_t \times f_e}{b t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0,253 \times 400}{5 \times 15} = 1,35 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.5.5.1.6. Les armatures totales :

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$$

- ◆ Nappe supérieure :

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 5,25 + \frac{1,856}{2} = 6,178 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_l^{tot} = \mathbf{5T14} = \mathbf{7,70 \text{ cm}^2}$

- ◆ Nappe inférieure :

$$A_l^{tot} = A_a^{fl} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 8,56 + 0,928 = 9,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_l^{tot} = \mathbf{5T16} = \mathbf{10,05 \text{ cm}^2}$

- **Armatures transversales :**

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,35 + 0,2530 = 1,603 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = \mathbf{4T8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$

III.5.6. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{413} = 0,0847 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{413} = 0,0847 \geq \frac{0,85 \times 99,97}{10 \times 99,97} = 0,085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{30 \times 32} = 0,0064 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.7. Plan de ferrailage de la poutre palière :

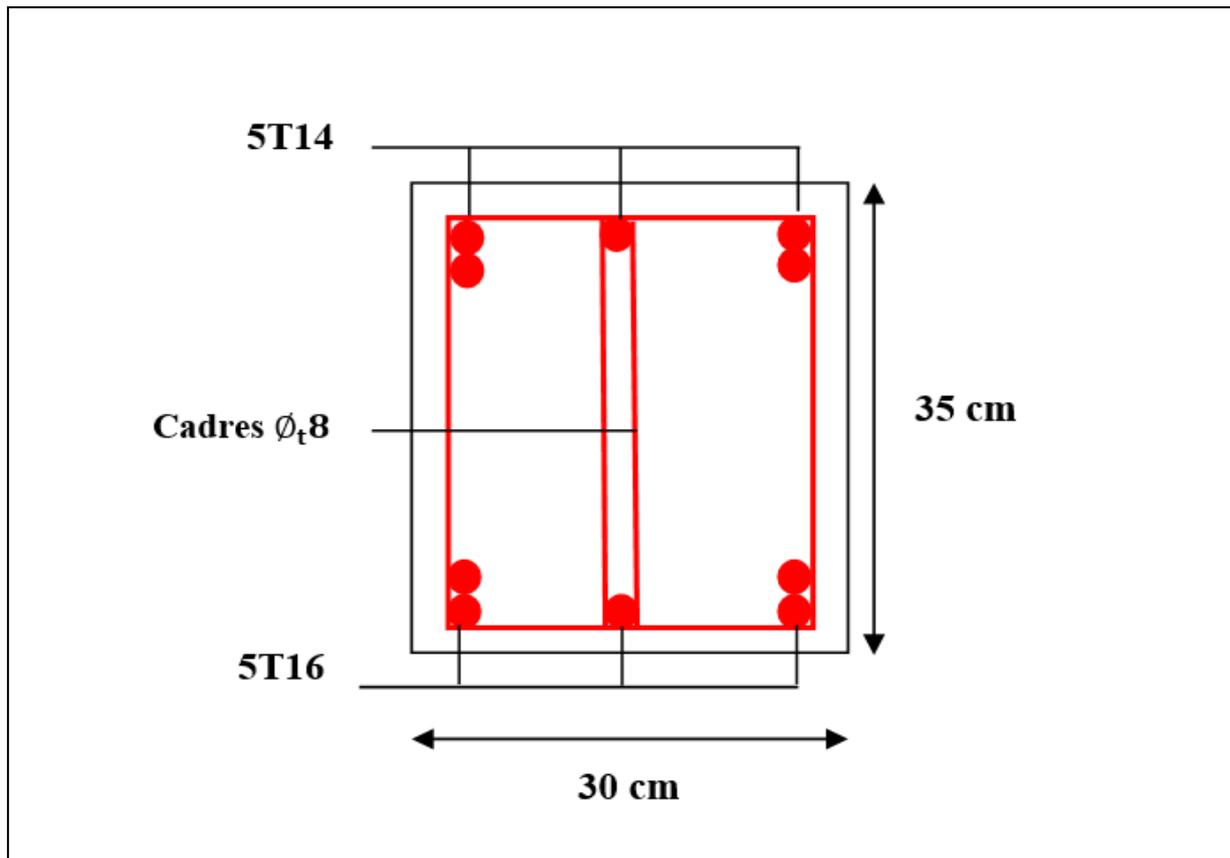


Figure III.5.3. Plan de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude sismique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...etc.) sous l'effet du séisme.

Objectif de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude sismique d'une structure est de la détermination de ses caractéristiques dynamiques propre, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

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

IV.2.1. La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.2.1.1. Condition d'application de la méthode statique équivalent selon RPA99v2003 :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes.

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2. Méthode dynamique :

IV.2.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

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

IV.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères sécurité à satisfaire.

IV.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE (Selon les RPA99 / version 2003) :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'**Alger** et à usage d'habitation donc, d'après le **RPA99 V2003** elle est implantée et classée en Zone **III** (sismicité élevée) et classé dans le **Groupe 2**. Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble** 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 de la structure : $h = 25.08 > 17$ m (**zone III**).

IV.4. CALCUL DES ACTIONS SISMIQUES :

IV.4.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

IV.4.1.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ROBOT2019**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

IV.4.1.2. Description du logiciel ROBOT :

Robot est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures, il permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

IV.4.1.3. But de l'analyse dynamique :

- ◆ Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- ◆ Déterminer les modes et les périodes propres.

- ◆ Le **ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- ◆ La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q ($\beta = 0,2$) d'après le **Tab.4.5. RPA99-v2003**.

IV.4.2. Spectre de réponse de calcul : selon le RPA99 v2003 P 34 :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

T : Période fondamentale de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.4.3. Nombre de modes à considérer :

D'après **RPA99-v2003 (Art :4.3.4-a)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que les modes ayant une masse modal effective supérieure a **05%** de la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.4.4. Analyse de la structure :

IV.4.4.1. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

IV.4.4.1.1. Première variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel **ROBOT**, on a tiré les résultats suivants :



Figure IV.1. Première variante des voiles

- **Périodes et facteurs de participation massique modale :** Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau **IV.1**

Cas Mode	Fréquence [Hz]	Période seconde	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Cumulées UX [%]	Masse Cumulées UY [%]	Nature
1	0.78	1.29	0.03	76.57	0.03	76.57	Translation
2	1.00	1.00	9.88	3.68	9.91	80.24	Torsion
3	1.15	0.87	71.93	0.29	81.84	80.54	Translation
4	2.39	0.42	0.00	9.66	81.84	90.20	
5	3.02	0.33	0.72	0.72	82.56	90.92	
6	3.44	0.29	9.34	0.04	91.89	90.95	
7	3.66	0.27	0.06	0.00	91.95	90.96	
8	4.18	0.24	0.00	0.59	91.96	91.55	
9	4.23	0.24	0.00	2.87	91.96	94.42	
10	4.91	0.20	0.18	0.00	92.13	94.42	

Tableau IV.1. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante)

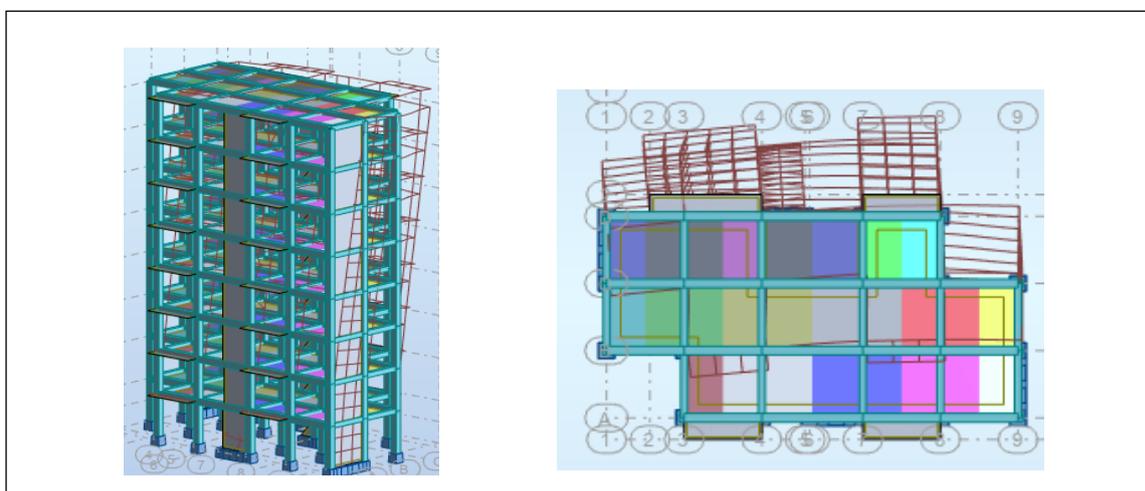


Figure IV.2. Premier mode de vibration Vue en 3D et vue en plan (Premier variante)

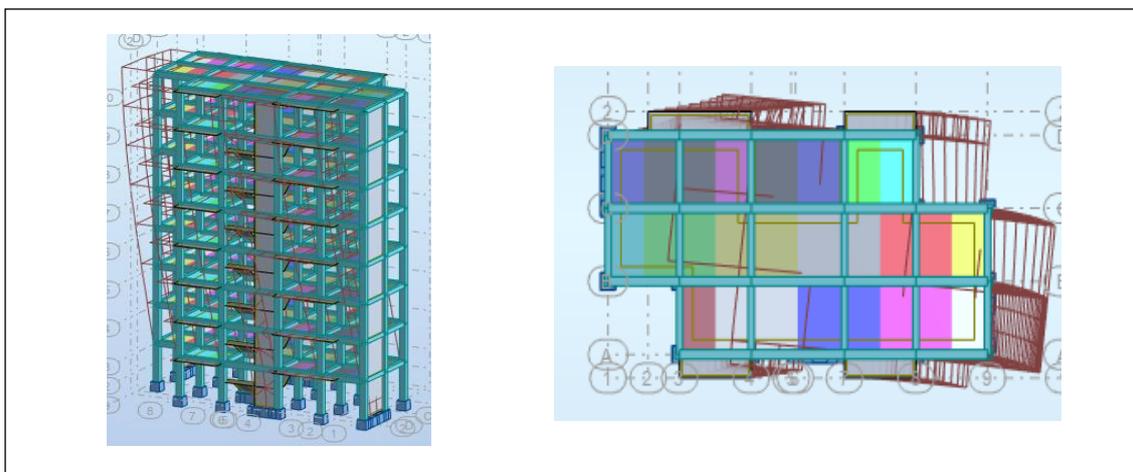


Figure IV.3. Deuxième mode de vibration Vue en 3D et vue en plan (Premier variante)

➤ **Interprétation des résultats :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable :

- Le mode (1) : il y a une translation (admissible).
- Le mode (2) : il y a une torsion avec la translation (non admissible).
- Le mode (3) : il y a une torsion avec la translation (non admissible).

➤ **Solution :**

◆ **Proposition :**

1. On change les positions des voiles.
2. On augmente les sections des poteaux.

IV.4.4.1.2. Deuxième variante :

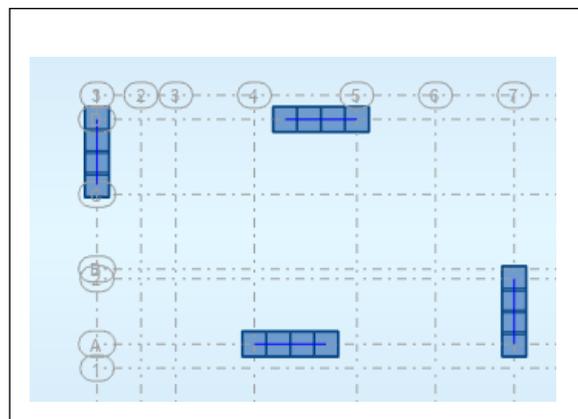


Figure IV.4. Deuxième variante des voiles

➤ **Périodes et factures de participation massique modale :**

Cas Mode	Fréquence [Hz]	Période seconde	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Cumulées UX [%]	Masse Cumulées UY [%]	Nature
1	1.23	0.81	0.00	70.68	0.00	70.68	Translation
2	1.71	0.59	70.35	0.03	70.35	70.71	Translation
3	1.97	0.51	5.07	0.62	75.42	71.33	Torsion
4	4.67	0.21	0.00	16.68	75.42	88.00	
5	5.78	0.17	13.76	0.00	89.18	88.01	
6	7.50	0.13	0.24	0.18	89.41	88.19	
7	8.53	0.12	0.01	4.24	89.42	92.43	
8	10.34	0.10	0.10	0.10	89.52	92.53	
9	10.58	0.09	4.62	0.00	94.14	92.53	
10	11.09	0.09	0.01	0.01	94.15	92.54	

Tableau IV.2. Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante)

➤ Interprétation :

- On constate qu'il faut **6** modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le **RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a**.
- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70.68 % de participation de masse modale.
- Le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70.35 % de participation de masse modale.
- Le 3^{eme} mode est mode torsion pure.
- On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).
- La période fondamentale est : **T = 0.81 sec**.

➤ Les modes de vibration Vue en 3D et vue en plan :

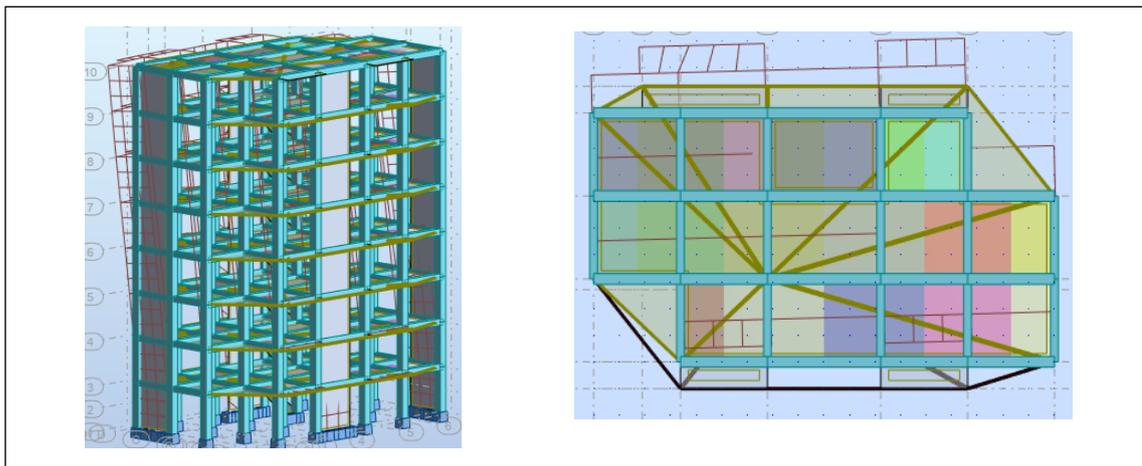


Figure IV.5. Première mode de vibration

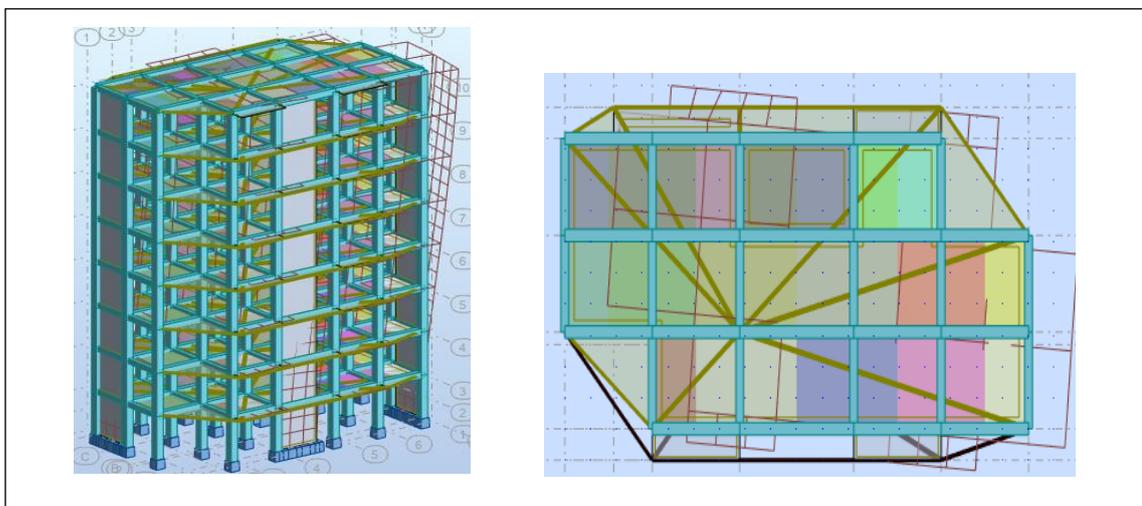


Figure IV.6. Deuxième mode de vibration

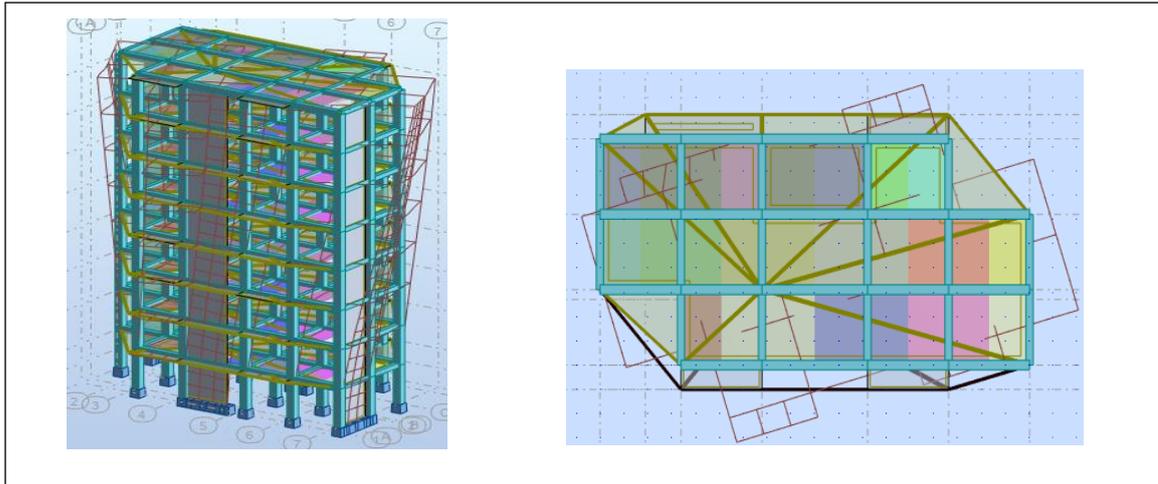


Figure IV.7. Troisième mode de vibration

IV.4.4.2. Distribution des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau en l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

FX [kN]	FX sur les Poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les Poteaux [kN]	FZ [kN]	FZ sur les Voiles [kN]
2599.03	1057.87	2082.26	808.75	17702.80	3246.67

Tableau IV.3. L'efforts réduits sur les poteaux et les voiles

➤ **Vérification : selon le RPA99 v2003 (art 4.a / page 19) :**

- ◆ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- ◆ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges **verticales**.

D'après les résultats obtenus par logiciel ROBOT, on a :

- $\frac{F_z \text{ Voile}}{F_z \text{ Totale}} = \frac{3246.67}{17702.80} = 18.34 \% < 20 \% \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{F_x \text{ Poteaux}}{F_x \text{ Totale}} = \frac{1057.87}{2599.03} = 40.70 \% > 25 \% \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{F_y \text{ Poteaux}}{F_y \text{ Totale}} = \frac{808.75}{2082.26} = 38.84 \% > 25 \% \dots\dots\dots \text{CV}$

- ◆ **Remarque :** La structure est à système de contreventement Mixe (voiles et portiques).

➤ **Effort tranchant de la base :**

$$V_x = 259.903 \text{ t}; \quad V_y = 208.226 \text{ t.}$$

IV.4.4.3. Vérification du résultat des forces sismiques par rapport à la méthode statique :

IV.4.4.3.1. Méthode statique équivalente : selon RPA99 v2003 art 4.3.6 :

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

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8V/V_t$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 259.903 \text{ t}$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 208.226 \text{ t}$

IV.4.4.3.2. Calcul de la force sismique total : selon RPA99 v2003 (art 4.2.3. Page 25) :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- V : Effort tranchant à la base.

Pour notre structure on a :

- **Coefficient d'accélération de zone : (A) (Tab 4.1.RPA 99/V 2003) page 26 :**

Groupe d'usage	Zone			
	I	Ia	Ib	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

Alors on prend : $A = 0.25$

- **Pourcentage d’amortissement critique (ξ) (Tab 4.2. RPA 99/V 2003) page 26**

Remplissage	Portique		Voiles ou Murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Alors on prend : $\xi = 7 \%$

- **Facteur de correction d’amortissement η (RPA 99/V 2003) page 26 :**

On a : $\xi = 7 \%$ alors $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.882 \geq 0,7 \rightarrow \eta = 0.882$

- **Coefficient de comportement global de la structure R (Tab 4.3.RPA 99/V 2003) page 28 :**

Contreventement mixte $\rightarrow R = 5$

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 R (Tab 4.7.RPA 99/V 2003) page 34 :**

On a un site meuble S3 alors : $T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.50$ s

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

- **Facteur de qualité Q :**

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

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non de la critère « q » (Tab 4.4.

RPA99/V2003) page 30 :

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

Alors on prend : **Q = 1.15**

L'analyse dynamique de notre structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.59 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.81 \text{ s}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4.6 et 4.7** du **RPA99, version2003 page 31 :**

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux N

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

Donc :

$$T = 0.050 \times 24.48^{3/4} = 0.550 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

- Sens longitudinal : $T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{18.33}} = 0.515 \text{ sec}$

$T_x = 0.515 \text{ sec} < T = 0.550 \text{ sec}$. Donc on prend : **$T_x = 0.515 \text{ sec}$** .

- Sens Transversal : $T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{11.70}} = 0.644 \text{ sec}$

$T_y = 0.644 \text{ sec} > T = 0.550 \text{ sec}$. Donc on prend : **$T_y = 0.550 \text{ sec}$** .

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 ; \quad \frac{0.515}{0.59} = 0.873 < 1.3 \dots (CV)$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 ; \quad \frac{0.550}{0.81} = 0.679 < 1.3 \dots (CV)$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.515 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.550 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

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

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.515)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.16$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.550)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.07$$

❖ On calcule notre poids total de la structure par la formule (4-5) (RPA99 v2003) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Sachant que :

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
- W_{Qi} : La charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau (4.5) (RPA99-v2003)

Pour un bâtiment à usage d'habitation ($\beta = 0.20$).

➤ Le poids de chaque niveau du bâtiment est donnée par le logiciel ROBOT :

$$W = 1631.739 \text{ t}$$

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [t]
RDC	317.13152
1	314.39655
2	314.39655
3	314.39655
4	314.39655
5	314.39655
6	311.66158
7	306.04742

Tableau IV.4. Le poids total de la structure

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{Statique}$ (t)
Longitudinal (XX)	0.25	5	2.16	1,15	1631.739	202.620
Transversal (YY)	0.25	5	2.07	1,15	1631.739	194.220

Tableau IV.5. Tableau récapitulatif

- Effort sismique dans le sens X, $V_{X_{dyn}} = 259.903$ t
- Effort sismique dans le sens Y, $V_{Y_{dyn}} = 208.226$ t

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

- Sens longitudinal : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{259.903}{202.620} = 1.283 > 0.8$ cv
- Sens transversal : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{208.226}{194.220} = 1.072 > 0.8$cv

IV.4.4.4. Distribution horizontale des forces sismiques par logiciel ROBOT :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

- Si $T > 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0.07 \times T \times V$
- Si $T \leq 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : Niveau du plancher quelconque i .

W_i, W_j : Poids revenant.

On a : $T_x = 0.59 \text{ s} \leq 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

$T_y = 0.81 \text{ s} > 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0.07 \times 0.81 \times 208.226 = 11.80 \text{ t}$

♦ Pour $V_x = 259.903 \text{ t}$:

Niveau	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	V_x	F_i
RDC	317.13152	3.06	970.422451	259.903	7.33626
1	314.39655	6.12	1924.10689	259.903	14.5459
2	314.39655	9.18	2886.16033	259.903	21.8189
3	314.39655	12.24	3848.21377	259.903	29.0919
4	314.39655	15.3	4810.26721	259.903	36.3649
5	314.39655	18.36	5772.32066	259.903	43.6379
6	311.66158	21.42	6675.79104	259.903	50.4680
7	306.04742	24.48	7492.04084	259.903	56.6388
$\sum =$			34379.3232		

Tableau IV.6. Distribution horizontale des forces sismiques sens XX

◆ Pour : $V_Y = 208.226 t$:

$$V_Y - Ft = 208.226 - 11.80 = 196.426 t$$

Niveau	Wi	hi	Wi × hi	V _y - Ft	Fi
RDC	317.13152	3.06	970.422451	196.426	5.5445
1	314.39655	6.12	1924.10689	196.426	10.9933
2	314.39655	9.18	2886.16033	196.426	16.4900
3	314.39655	12.24	3848.21377	196.426	21.9867
4	314.39655	15.3	4810.26721	196.426	27.4834
5	314.39655	18.36	5772.32066	196.426	32.9801
6	311.66158	21.42	6675.79104	196.426	38.1420
7	306.04742	24.48	7492.04084	196.426	42.8057
$\Sigma =$			34379.3232		

Tableau IV.7. Distribution horizontale des forces sismiques sens YY

IV.4.5. Vérification de déplacements :

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau k de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique **Fi**.

R : coefficient de comportement **R= 5**.

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$

Avec : **he** : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible égale à 1% $h_e = 0,01 h_e$.

On a : $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm}$ pour RDC et ETAGE COURANT

• **Sens Longitudinal :**

Etage	δ_{ekx} [Cm]	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [Cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.6	0.6	3.06	CV
1	1.6	1.0	3.06	CV
2	2.8	1.2	3.06	CV
3	4.1	1.3	3.06	CV
4	5.3	1.2	3.06	CV
5	6.4	1.1	3.06	CV
6	7.3	0.9	3.06	CV
7	8.1	0.7	3.06	CV

Tableau IV.8. Les déplacements dû aux force Sismiques au sens XX

• **Sens Transversal :**

Etage	δ_{eky} [Cm]	$\delta_K = dr U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [Cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.7	0.7	3.06	CV
1	2.0	1.4	3.06	CV
2	3.8	1.7	3.06	CV
3	5.7	1.9	3.06	CV
4	7.7	2.0	3.06	CV
5	9.6	1.9	3.06	CV
6	11.4	1.8	3.06	CV
7	13.0	1.6	3.06	CV

Tableau IV.9. Les déplacements dû aux force Sismiques au sens YY

IV.4.6. Justification vie-à-vie de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k.

• **Sens Longitudinal :**

Etage	Wi [t]	Pk[T]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	θ	≤ 0.1
7	306.04742	306.04742	0.007	55.765	3,06	0.01255	C.V
6	311.66158	617.709	0.009	109.086	3,06	0.01665	C.V
5	314.39655	932.1055	0.011	152.395	3,06	0.02198	C.V
4	314.39655	1246.5021	0.012	188.699	3,06	0.02590	C.V
3	314.39655	1560.8986	0.013	217.540	3,06	0.03048	C.V
2	314.39655	1875.2952	0.012	238.850	3,06	0.03078	C.V
1	314.39655	2189.6917	0.010	253.456	3,06	0.02823	C.V
RDC	317.13152	2506.8232	0.006	259.903	3,06	0.01891	C.V

Tableau IV.10. Vérification vie-à-vie de l'effet P- Δ sens longitudinal

• **Sens Transversal :**

Etage	Wi [t]	Pk[T]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	θ	≤ 0.1
7	306.04742	306.04742	0.016	49.615	3,06	0.03225	C.V
6	311.66158	617.709	0.018	93.247	3,06	0.03896	C.V
5	314.39655	932.1055	0.019	126.015	3,06	0.04592	C.V
4	314.39655	1246.5021	0.020	152.173	3,06	0.05353	C.V
3	314.39655	1560.8986	0.019	173.446	3,06	0.05587	C.V
2	314.39655	1875.2952	0.017	190.559	3,06	0.05467	C.V
1	314.39655	2189.6917	0.014	202.949	3,06	0.04936	C.V
RDC	317.13152	2506.8232	0.007	208.226	3,06	0.02754	C.V

Tableau IV.11. Vérification vie-à-vie de l'effet P- Δ sens Transversal

Alors : $\theta_k \leq 0.1$

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

IV.4.7. Vérification au renversement :

La vérification se fera pour les deux sens 'longitudinal est transversal' avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (largeur ou longueur).

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal** : L = 18.33 m.

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 1631.739 \times \frac{18.33}{2} = 14954.887 \text{ t.m}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	7.33626	3,06	22.4489
1	14.5459	6,12	89.0209
2	21.8189	9,18	200.2975
3	29.0919	12,24	356.0848
4	36.3649	15,3	556.3829
5	43.6379	18,36	801.1918
6	50.4680	21,42	1081.0245
7	56.6388	24,48	1386.5178
M_{rx} = ∑ F_i × h_i =			4492.9694

Tableau IV.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX

♦ **Vérifications** : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{14954.887}{4492.9694} = 3.328 \geq 1.5$ cv

- **Sens Transversal** : L = 11.70 m.

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 1631.739 \times \frac{11.70}{2} = 9545.6731 \text{ t.m}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	5.54450	3,06	16.9661
1	10.9933	6,12	67.2789
2	16.4900	9,18	151.378
3	21.9867	12,24	269.117
4	27.4834	15,3	420.496
5	32.9801	18,36	605.5146
6	38.1420	21,42	817.0016
7	42.8057	24,48	1047.8835
M_{ry} = ∑ F_i × h_i =			3395.6364

Tableau IV.13. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY

♦ **Vérifications :** $\frac{M_s}{M_r} = \frac{9545.6731}{3395.6364} = 2.811 \geq 1.5 \dots\dots\dots cv$

Donc la stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.4.8. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

IV.4.8.1 : Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

IV.4.8.2. Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{iy} X_j}{\sum I_{iy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{ix} Y_j}{\sum I_{ix}}$$

I_{iy} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{iy}.

I_{ix} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{ix}.

IV.4.8.3. L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le **centre de gravité des masses** et le **centre de torsion**, donnée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} e_x &= X_{cm} - X_{cr} \\ e_y &= Y_{cm} - Y_{cr} \end{aligned}$$

➤ **L'excentricité Théorique :**

$$\begin{aligned} e_y &= |Y_{cm} - Y_{ct}| \\ e_x &= |X_{cm} - X_{ct}| \end{aligned}$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

➤ **L'excentricité accidentelle : RPA99-v2003 Art : 4.3.7 (Page36) :** Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$

(**L** étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc :

- Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 18.33 \Rightarrow e_{acc} = 0.92 \text{ m}$
- Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 11.70 \Rightarrow e_{acc} = 0.585 \text{ m.}$

- ❖ Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel **ROBOT**.
- ◆ Le tableau ci-après résumé les valeurs de l'excentricité accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	L _x [m]	L _y [m]	e _x [m]	e _y [m]
RDC	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 1	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 2	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 3	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 4	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 5	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 6	18.33	11.70	0.92	0.585
Etage 7	18.33	11.70	0.92	0.585

Tableau IV.14. L'excentricité accidentelle des étages

- ◆ Le tableau ci-après résumé les résultats des différents centres de gravité, de rigidité et l'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théo	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	317.13152	9.06 4.64 2.25	9.01 4.64 2.25	0.04	0.01
1	314.39655	9.04 4.63 5.31	9.01 4.65 5.31	0.02	0.02
2	314.39655	9.04 4.63 8.37	9.01 4.65 8.37	0.02	0.02
3	314.39655	9.04 4.63 11.43	9.01 4.65 11.43	0.02	0.02
4	314.39655	9.04 4.63 14.49	9.01 4.65 14.49	0.02	0.02
5	314.39655	9.04 4.63 17.55	9.01 4.65 17.55	0.02	0.02
6	311.66158	9.02 4.61 20.61	9.01 4.65 20.61	0.01	0.04
7	306.04742	8.98 4.68 23.69	9.01 4.65 23.69	0.04	0.03

Tableau IV.15. Caractéristiques massiques de la structure

IV.5. CONCLUSION :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Les résultat obtenus pour le logiciel ROBOT 2019 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces elements ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des elements principaux).

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

Les éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

Les objectifs du ferraillement sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferraillement des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

V.2. LES COMBINAISONS D'ACTIONS :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{E.L.U.}$$

$$G + Q \quad \text{E.L.S.}$$

➤ **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles :

$$\text{Poteau} \begin{cases} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$$

$$\text{Poutre} \begin{cases} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$$

$$\text{Voiles} \begin{cases} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$$

V.3. LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau V.1.1. Coefficient de sécurité et caractéristiques

V.4. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS :

V.4.1. Etude des poutres :

V.4.1.1. Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

❖ **Les armatures longitudinales :**

➤ **Selon RPA99_V2003 (art 7.5.2 Page 52) :**

- ◆ Armatures minimales : **0.5% × B** (sachant que **B** section de la poutre).
- ◆ Pourcentage maximal **4%** en zone courante
6% en zone de recouvrement
- ◆ La longueur de recouvrement est de **50 Ø en zone III**

❖ **Les armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec:

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - ❖ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{minimum de } S = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right\}$$

- ❖ En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

➤ Selon les règlements BAEL91 :

- ♦ La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

V.4.1.2. Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel **ROBOT** on obtient les résultats suivants :

❖ **Armatures Longitudinales :**

A. Poutre principale :

La poutre principale la plus sollicitée d'une section (40 × 45) cm².

• **L'enrobage:**

$$c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2}; \varnothing = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2} = 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm on prend : } C = 3 \text{ cm}$$

Alors : h = 45 cm, b = 40 cm, d = 42 cm

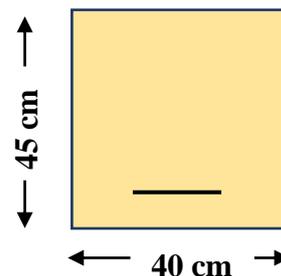


Figure V.1.1. Section poutre principale

B. Poutre secondaire :

La poutre principale la plus sollicitée d'une section (30 × 35) cm².

• **L'enrobage:**

$$c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2}; \varnothing = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{\varnothing}{2} = 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm on prend : } C = 3 \text{ cm}$$

Alors : h = 35 cm, b = 30 cm, d = 32 cm

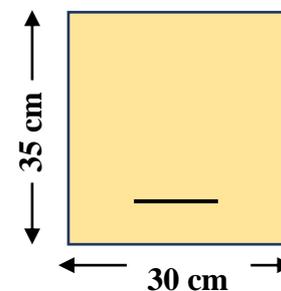


Figure V.1.2. Section poutre secondaire

- **ELU** : d'après le **BAEL91** on a :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

- **ELS** :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

➤ **Vérifications nécessaires pour les armatures de la poutre :**

❖ **BAEL :**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2, 1) :**

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A. Poutre principale :

$$A_{min}^{BAEL} > 0,23 \times 40 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{min}^{BAEL} = 2.03 \text{ cm}^2$

B. Poutre secondaire :

$$A_{min}^{BAEL} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{min}^{BAEL} = 1.16 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage minimal d'armature selon le BAEL :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 b \times h$$

A. Poutre principale :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 40 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{Alors : } A_{min}^{BAEL} = 1.80 \text{ cm}^2$$

B. Poutre secondaire :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{Alors : } A_{min}^{BAEL} = 1.05 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

A. Poutre principale :

- ◆ Armatures minimales : $0.5\% \times B = 0.005 \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2$
- ◆ 4% en zone courante : $0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$
- 6% en zone de recouvrement : $0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$

B. Poutre secondaire :

- ◆ Armatures minimales : $0.5\% \times B = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
- ◆ 4% en zone courante : $0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
- ◆ 6% en zone de recouvrement : $0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

➤ **Choix des barres :**

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA})$$

❖ **En Travée**

- **E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)**

	M (N.m)	μ	μl	α	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
Poutre principale	16400	0.016	0.392	0.021	0.991	1.131
Poutre secondaire	17800	0.040	0.392	0.052	0.979	1.632

- **E.L.S : Combinaison (G + Q)**

	$M_U(\text{N.m})$	$M_{Ser}(\text{N.m})$	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	16400	11990	0.035	1.37	0.435	cv
Poutre secondaire	17800	12890	0.0295	1.38	0.440	cv

En (cm^2)	A_{cal}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A_{max}	A adopté
P. Principale	1.131	2.03	9	1.80	9	6T14 = 9.24 cm^2
P. Secondaire	1.632	1.16	5.25	1.05	5.25	3T16 = 6.03

Tableau V.1.2. Récapitulation des armatures longitudinales en travée

❖ **Sur Appuis**

- **Combinaison (G +Q+ EY)**

	M (N.m)	μ	μl	α	β	$A_{cal}(cm^2)$
Poutre principale	239030	0.183	0.392	0.255	0.898	15.84
Poutre secondaire	153410	0.269	0.392	0.402	0.839	14.282

En (cm ²)	A_{cal}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A_{max}	A adopté
P. Principale	15.84	2.03	4.5	1.80	15.84	6T20 = 18.85
P. Secondaire	14.28	1.16	2.625	1.05	14.28	3T20+3T16 = 15.45

Tableau V.1.3. Récapitulation des armatures longitudinales sur appuis

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

A. Poutre principale :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{45}{443} = 0.102 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{cv}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{40 \times 42} = 0.0055 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{443} = 0.102 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv}$

B. Poutre secondaire :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{310} = 0.113 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{cv}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 32} = 0.00628 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{310} = 0.113 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

A. Poutre principale :

$$V_u^{\max} = 59.82 \text{ KN. m (Par le logiciel de Robot)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{59820}{400 \times 420} = 0.3561 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211))}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.3561 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

B. Poutre secondaire :

$$V_u^{\max} = 72.57 \text{ KN. m (Par le logiciel de Robot)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{72570}{300 \times 320} = 0.756 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211))}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.756 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Les Armatures Transversales :**

A. Poutre principale :

• **Choix de ϕ_T :**

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}, 12, \frac{400}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8$ mm de nuance **FeE235**

• **Espacement :**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)** : $St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2)** :

$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi ; 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$St' \leq h/2 = 22.25 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend : $St \leq \min (St_{BAEL} ; St_{RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2 h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

• **La section de ferrailage transversal**

D'après **BAEL 91(art A.5.1, 22)** :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{20 \times 0.4 \times 40}{235} = 1.36 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA10 avec $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

B. Poutre secondaire :

- **Choix de ϕ_t :**

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance **FeE235**

- **Espacement :**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)** : $St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2)** :

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi ; 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St' \leq h/2 = 17.50 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend : $St \leq \min (St_{BAEL} ; St_{RPA})$

- Dans la Zone nodale : **$St = 10 \text{ cm}$**

- Dans la Zone courante : **$St = 20 \text{ cm}$**

Avec : $L' = 2 h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)** :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{20 \times 0.4 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

Poutres	Position	N^{umber} des barres	A_{adopt} (cm²)
P.P (45×40)	Travée	6T14	9.24cm2
	Appui	6T20	18.85 cm²
P.S (35×30)	Travée	3T16	6.03 cm²
	Appui	3T20 + 3T16	15.45 cm²

Tableau V.1.4. Les résultats des ferrillages des poutres

V.4.2. Plan de ferrailage :

➤ Poutre principale :

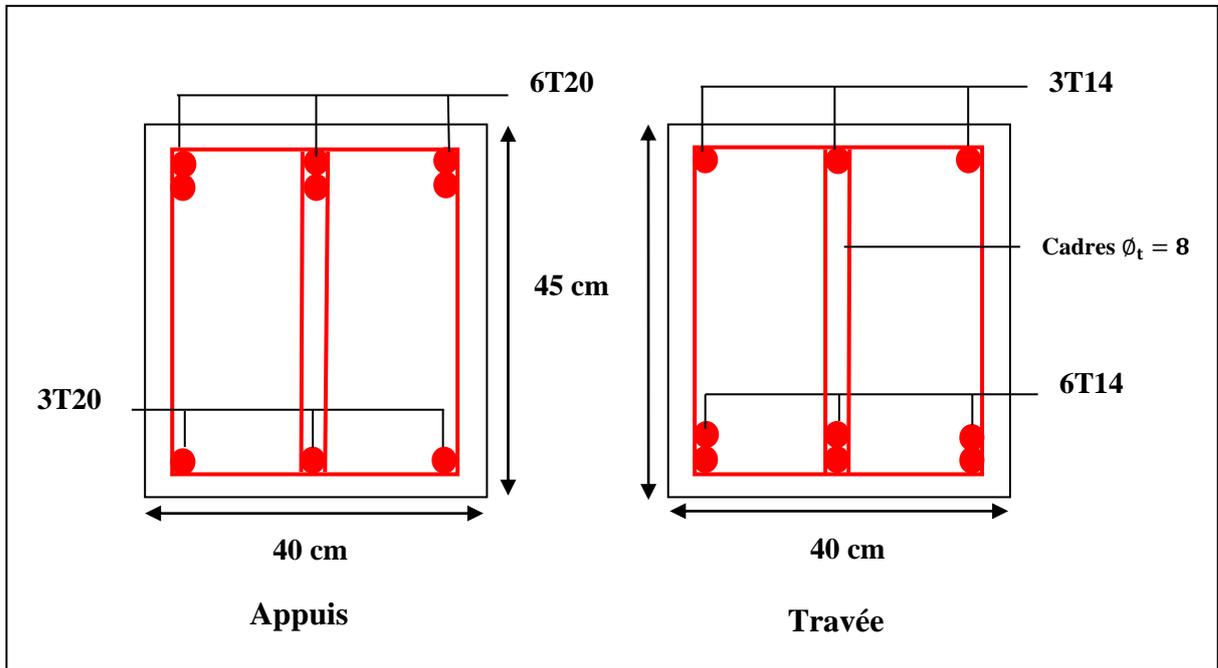


Figure V.1.3. Plan de ferrailage de la poutre principale

➤ Poutre secondaire :

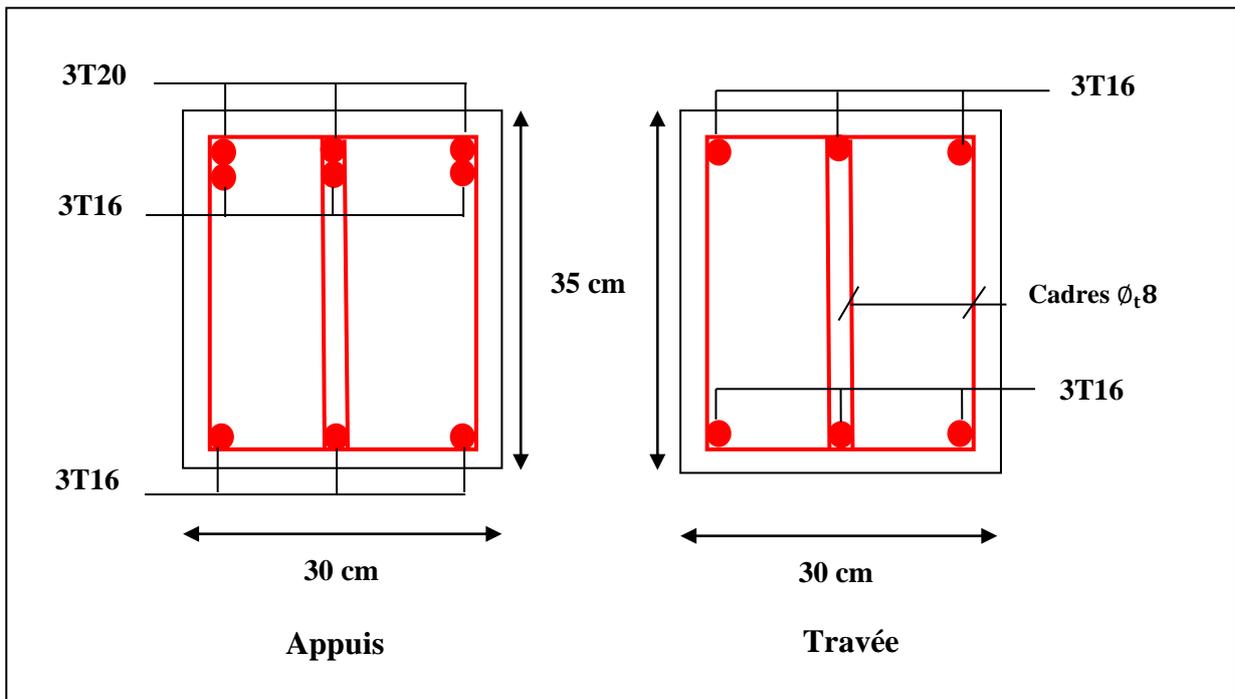


Figure V.1.4. Plan de ferrailage de la poutre secondaire

V.4.2. Etude des poteaux :**V.4.2.1. Définition :**

Poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

V.4.2.2. Recommandation de ferrailage du poteau :**❖ Les armatures longitudinales :****➤ Selon RPA99_V2003 (art 7.4.2.1 Page 48) :**

- Pourcentage minimal (**Zone III**) : **0,9 %**
- Pourcentage maximal : **3 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.
- Diamètre minimum : **12 mm**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.
- La longueur de recouvrement est de **50 Ø en zone III**.

❖ Les armatures transversales :**➤ Selon RPA99_V2003 (art 7.4.2.2 Page 48-50) :**

- ◆ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (**fe 235 MPa**).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

t : Espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ (**zone III**)

Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right)$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$).

➤ **Selon le BAEL99 v2003 : (art A.8.1, 3) :**

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$
- Leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

a : est la plus petit dimension de la pièce (mesurée sur la section).

V.4.2.3. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon le BAEL 91 :**

- **ELU** : Situation durable : **1,35 G + 1,5 Q**

➤ **Selon le R.P.A 99/version 2003** : Situation accidentelle (art 5-1,5-2 page 38)

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens **X** et **Y** comme suit :

- 1) $N_{max} \leftrightarrow M_{correspondant}$
- 2) $M_{max} \leftrightarrow N_{correspondant}$
- 3) $N_{min} \leftrightarrow M_{correspondant}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.1.4.2.4. Calcul de ferrailage du poteau le plus sollicité :

ELU		G + Q ± E		0,8 G + E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
1343.32	6.05	8.88	351.30	2302.58	69.39	979.09	4.38

Tableau V.2.1. Les efforts de compression et les moments

Dans le calcul de ferrailage, on prend en considération le poteau le plus sollicité.

Soit le poteau du RDC de dimension $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, les dimensions de cette section sont obtenues après le calcul par logiciel Robot.

$c = c' = 4 \text{ cm} , \quad s = 50 \times 50 , \quad \text{acier } F_e E400 \quad , f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

L = 3.06 m : hauteur totale du Poteau.

❖ **Ferrailage longitudinal :**

$$N_u(d - c') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

(B)

(A)

- **Le moment fictif :** $M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

• **1^{er} cas : ELU (1.35 G + 1.50 Q) :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a ; \quad e_1 = \frac{M}{N} ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{6.05}{1343.32} = 0.0045 \text{ m} = 0.45 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

α : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ

Le coefficient α est compris entre 0 et 1

$$l_f = 0.7L = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.50} = 14.84 \text{ cm}$$

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \text{ on a } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.84}{35} \right)^2} = 0.8205$$

\emptyset : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.8205 \times 2) = 0.010 \text{ m} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } e = e_1 + e_2 + e_a = 0.45 + 1 + 2 = 3.45 \text{ cm} \rightarrow e = 3.45 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 1343.32 \times 0.0345 = 46.34454 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{M_{\text{corrigé}} = 46.34454 \text{ KN.m}}$$

◆ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 1343.32 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 46.34454 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) \times 50 \times 50 \times 14.2 = 483155 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 46344.54 + 1343320 \times (0.46 - 0.25) = 328441.74 \text{ N.m}$$

$$\text{Alors : } B = 1343320(0.46 - 0.04) - 328441.74 = 235752.66 \text{ N.m}$$

$A > B \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Donc :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad Af = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad A = Af - \frac{N_{\max}}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Sachant que : $\mu < \mu_l = 0.392$

Avec : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$M_{ua} \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	Af	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
328441.74	0.2186	0,392	0.3123	0.875	23.446	- 15.15

Tableau V.2.2. Récapitulatif de ferrailage

• 2^{ème} cas : Situation accidentelle (0,8 G ± E) :

$N_{\min} \text{ (N)}$	$M_{\text{corr}} \text{ (N.m)}$	$e \text{ cm}$	$M_{\text{corrigé}} \text{ (N.m)}$	$(B) \text{ (N.m)}$	$M_{ua} \text{ (N.m)}$	$(A) \text{ (N.m)}$
2302580	69390	6.01	138385.06	414151.8	552931.8	483155

$A > B \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Avec : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	Af	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
552931.8	0.282	0,392	0.4256	0.8297	36.219	-21.346

Tableau V.2.3. Récapitulatif de ferrailage

- **3^{ème} cas** : Situation accidentelle (G + Q ± E) :

M _{max} (N)	N _{corr} (N.m)	e cm	M _{corrigé} (N.m)	(B) (N.m)	M _{ua} (N.m)	(A) (N.m)
8880	351300	5.528	19419	64893	82653	483155

$A > B \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Avec : $\bar{\sigma}_s = 400$ MPa

$\bar{\sigma}_b = 18.5$ MPa

M _a (N.m)	μ	μ_1	α	β	Af	A (cm ²)
82653	0.042	0,392	0.054	0.978	4.591	2.5246

Tableau V.2.4. Récapitulation de ferrailage

❖ **Vérification nécessaire pour les poteaux :**

➤ **Vérification à L'ELU :**

- Selon le **RPA99 v2003** :
 - **Pourcentage minimal des armatures longitudinales (Zone III) : 0,9 % h × b**

$$A_{min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

- Selon le **BAEL91 art A.4.2** :
 - **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 50 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 2.777 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	-15.15	2.777	22.5	6HA20+2HA16 = 22.87 cm²
0,8 G ± E	-21.346			
G + Q ± E	2.5246			

Tableau V.2.5. Choix des barres

➤ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de N_{ser} , M_{ser}

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 979.09 \text{ KN} \quad , \quad M_{ser} = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{4.38}{979.09} = 0.00448 \text{ m} = 0.448 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.448 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 25 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 \times A = 50 \times 50 + 15 \times 22.87 = 2843.05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{2843.05} \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15(11.44 \times 4 + 11.44 \times 46) \right] = 25 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15(11.44(25 - 4)^2 + 11.44(25 - 4)^2)$$

$$= 672184.5333 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

Alors : $M_G = 4380 \text{ N.m}$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = 0.006516$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{979090}{100 \times 2843.05} = 3.4438 \text{ MPa.}$$

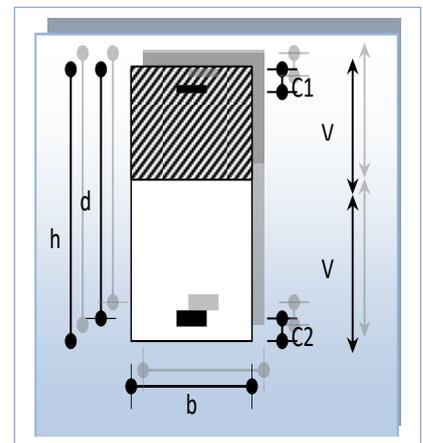


Figure V.2.1. Section du poteau

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.4438 + 0.006516 \times 25 = 3.6067 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b = 3.6067 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'ELS est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.4438 + 0.006516(25 - 4)] = 53.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.4438 - 0.006516(46 - 25)] = 49.60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 53.71 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

$$\sigma_s^2 = 49.60 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

❖ **Ferraillages transversaux :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{max} = 170.07 \text{ KN.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{170.07 \times 10^3}{500 \times 460} = 0.7394 \text{ MPa}$$

▪ Selon le **RPA99 v2003 (7.4.3.2)** :

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.7394 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

❖ **Calcul d'armature transversale :**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (**fe 400 MPa**).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

t : est l'espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ (**zone III**)

Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right)$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$).

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left[\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right] = [4.284 \text{ ou } 4.284] < 5 \quad \text{Alors : } \rho_a = 3.75$$

L'espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ (**zone III**) on prend : $t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right)$ on prend : $t' = 25 \text{ cm}$

Donc :

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 170070 \times 0.10}{50 \times 400} = 3.18 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 170070 \times 0.25}{50 \times 400} = 7.972 \text{ cm}^2$$

Soit : **(1 cadres Ø25 + 1 cadres Ø25) = At = 9.82 cm²**

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après **RPA99 v2003 (7.4.2.2) :**

◆ Soit la quantité d'armature minimale : $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale :** $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courante :** $t = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 25 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

D'après **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1. Le diamètre des armatures transversales : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$

Sachant que φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales $\varphi_l = 16 \text{ mm}$

Alors : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{cv}$

2. Leur espacement : $S_t \leq \min (15 \varphi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

S poteau (cm ²)	A cal (cm ²)	Number des barres	A adopté (cm ²)
50 × 50	22.50	6HA20 + 2HA16	22.87

Tableau V.2.6. Récapitulation de ferrailage

❖ Présentation du ferrailage des poteaux :

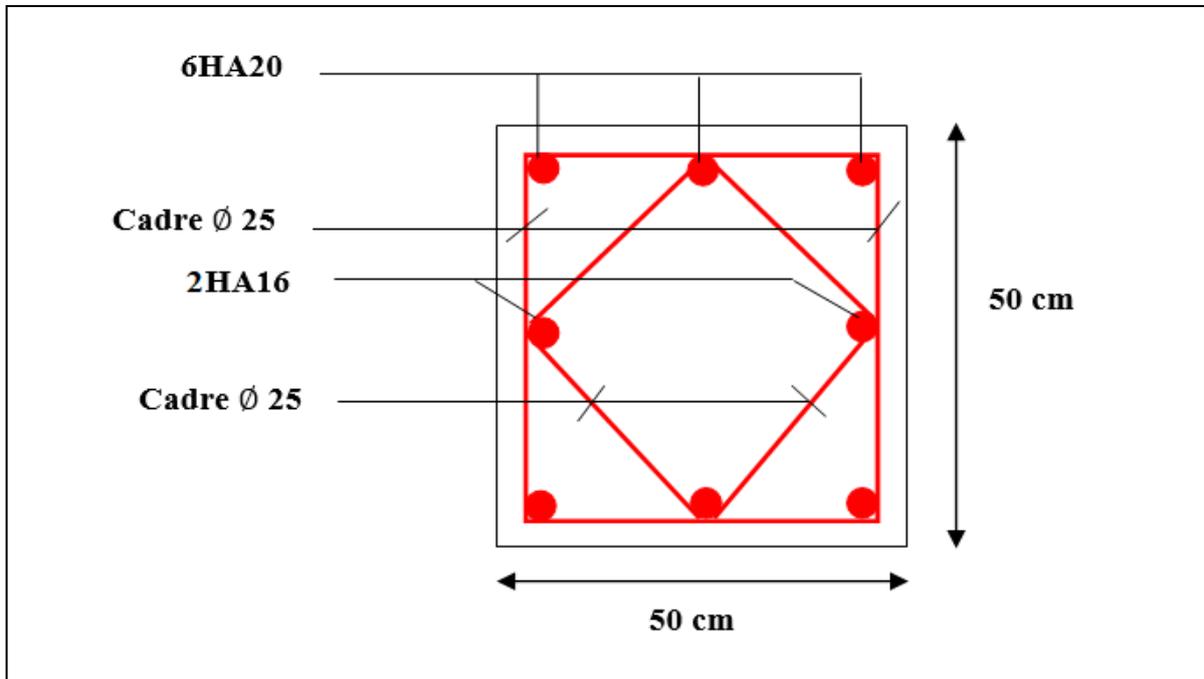


Figure V.2.2. Plan de ferrailage du poteau (50×50) cm²

V.4.3. Etude des voiles :**V.4.3.1. Définition :**

Le modèle le plus simple pour modéliser un voile, est de l'assimiler à une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, où d'un séisme. Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.4.3.2. Combinaisons des charges :

Les voiles sont calculés dans les deux direction horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normale de compression F et un moment de flexion M , extraits à partir des fichiers résultats du logiciel **ROBOT**, selon les combinaisons de calcul suivantes :

- Selon **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales :
 - $1.35G + 1.5Q$ **E.L.U.**
 - $G+Q$ **E.L.S.**
- Selon **RPA99 (version2003)** : Combinaisons accidentelles :
 - $G + Q + E$
 - $0.8 \times G \pm E$

V.4.3.3. Types d'armatures :**V.4.3.3.1. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} St \leq 1,5 a \\ St \leq 30cm \end{cases}$$

$$St \leq \text{Min} (30cm ; 1,5 a)$$

Avec : **a** est l'épaisseur du voile

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible.
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \text{ avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3.3.2. Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

➤ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 % :**

- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

V.4.3.3.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.4.3.4. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

V.4.3.4.1. Ferrailage vertical :

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (**S. E. T**).
- Entièrement comprimée (**S. E.C**).
- Partiellement comprimée (**S. P. C**).

➤ **Etapas de calcul :**

◆ **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

◆ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

- **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- **N :** L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- **C :** Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%/\infty}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

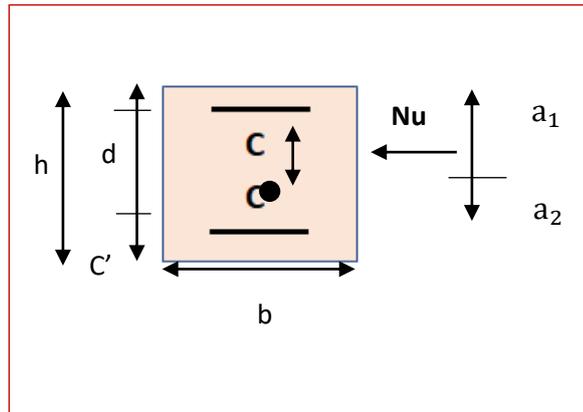


Figure V.3.1. Section d'un voile

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%/\infty}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%/\infty}}$$

✚ **Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible, la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A' .

- **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :
 - N : L'effort normal est un effort de compression.
 - C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \times d') \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Avec : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si
$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \times d') \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \times b \times h \times \sigma_{bc}]}{(d + c') \times \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2 \text{ ‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si :
$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par : $A = 0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_{s'}}$

Avec :
$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d - 1}{h}}$$

- **Section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :
 - N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
 - N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
 - N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$A = A'f \quad A = A'f - \frac{N_{max}}{100 \times \sigma_s}$$

❖ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

- Pour es voiles pleins : $\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2}$
 $\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6 \times M}{a \times h^2}$

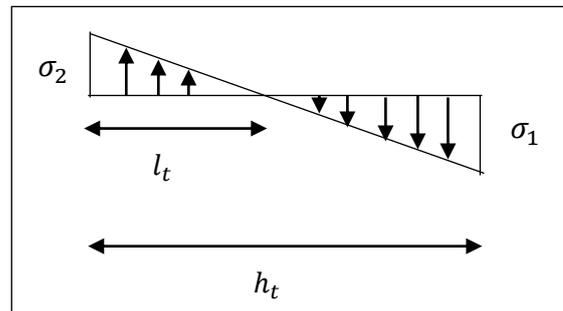


Figure V.3.2. Schéma des contraintes

✓ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

✓ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h$

✓ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \geq 0 ; l_t = 0$

- $A_{min1}^{RPA} = 0,002 \times a \times l_t$
- $A_{min2}^{RPA} = 0,0015 \times a \times h$
- $A_{min3}^{RPA} = 0,001 \times a \times h$ (en zone courante)

➤ **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

➤ **Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous **N** et **M** ; **N** provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{min} = 0,8N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleine)
- $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité **c** à **d** pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

- $N_{corr} = N_g + N_q + N_e$
- $M_{max} = M_g + M_q + M_e$

➤ **Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91**

❖ **Armatures verticales :**

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L = 3.10 m)

$$G + Q \pm E : M_{max} \rightarrow N_{corr}$$

Niveau	T (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	679,55	82.31	2291.93

$$h = 3.10 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.05 \text{ m} ; a = 0,15 \text{ m}$$

◆ **Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2291.93}{82.31} = 27.84 \text{ m}$$

$$N_u(d - c') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

(B)

(A)

$$A = (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 310 - 0.81 \times 5) \times 15 \times 310 \times 18.5 = 8638.6305 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2291.93 + 82.31 \times \left(3.05 - \frac{3.10}{2}\right) = 2415.395 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } B = 82.31(3.05 - 0.05) - 2415.395 = -2168.465 \text{ KN.m}$$

$A > B \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

Donc :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad Af = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Sachant que : $\mu < \mu_l = 0.392$

Avec :

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa} \quad (\text{cas accidentel})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

▪ **Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{h} = \frac{20 \times 27.84}{3.10} = 179.61$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.10} = 0.494$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.494 < 179.61 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

◆ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2415.395 \text{ KN.m}$$

M ₁ (KN.m)	μ	μ _l	α	β	Af (cm ²)
2415.395	0.0935	0,392	0.1230	0.950	20.82

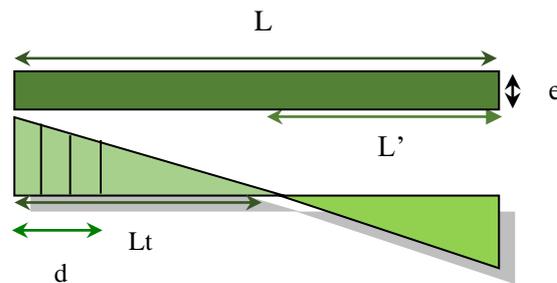
◆ **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A = Af - \frac{N_{\max}}{100 \times \sigma_s}$$

N _{max} (KN)	A _f (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
82.31	20.82	18.76

❖ L'armature verticale minimal :

D'après (RPA99.version 2003) suivant la formule de Navier Bernoulli :



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{82.31 \times 10^3}{150 \times 3100} + \frac{6 \times 2291.93 \times 10^6}{150 \times (3100)^2} = 9.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{82.31 \times 10^3}{150 \times 3100} - \frac{6 \times 2291.93 \times 10^6}{150 \times (3100)^2} = -9.363 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.521 \text{ m}$$

◆ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

$$A_{min}^{RPA} = 0,002 \times a \times l_t = 0,002 \times 15 \times 152.1 = 4.563 \text{ cm}^2$$

• Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times h = 0,0015 \times 15 \times 310 = 6.975 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

• Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(18.76 ; 4.563) = 18.76 \text{ cm}^2$

Alors on prend $A = 18.76 \text{ cm}^2$ donc on a choisi **20T12 = 22.62 cm²**

• En zone courante :

$$h' = h - 2 \times l_t = 3.10 - 2 \times 1.521 = 0.058 \text{ m} > 0$$

$$A_{minc}^{RPA} = 0.001 \times a \times h' = 0.001 \times 15 \times 5.8 = 0.087 \text{ cm}^2. \text{ On choisit } \mathbf{2T8 = 1.01 \text{ cm}^2}$$

- La verification:

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{min}^g (cm ²)	Condition
RDC V(0,15 × 3.10 × 3,06)	22.62	1.01	46.25	6.975	CV

Tableau V.3.1. Récapitulation de ferrailage

❖ L'espacement :

- D'après (RPA99 version 2003) :

$$S < \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22,50 \text{ cm}$$

On prend : $S = 20 \text{ cm}$

- Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11,25; 15\} \Rightarrow D = 11,25 \text{ cm}$$

On prend : $D = 10 \text{ cm}$

❖ Choix d'armatures :

$$A_{sup} = A_{inf} = \frac{A_{tot}}{2} = \frac{46,25}{2} = 23,12 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{nap1} = A_{nap2} \equiv 20T12 + 1T8 = 23,12 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40 % (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_{ucal}}{a.d} = \frac{1,4 \times 679,55 \times 10^3}{150 \times 3050} = 2,080 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

V_{ucal} : effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : hauteur utile

V.4.3.4.2. Ferrailage horizontale :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{min}^{RPA} = 0,001 \times a \times 1 = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8 T 8 = 4.02 cm^2/ml$

❖ L'espace des barres :

On a pour chaque nappe **8 T 8** par ml, donc on prend : $S_t = 20 cm$

❖ **Les Armatures Transversales** : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

▪ **Vérification de contrainte de compression** : « à la base du refend »

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 MPa$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de **Navier Bernoulli**.

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2}$$

✓ **Exemple de calcul** :

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivante : $G + Q + E$

$$N_{corr} = 82.31 KN$$

$$M_{max} = 2291.93 KN.m$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{82.31 \times 10^3}{150 \times 3100} + \frac{6 \times 2291.93 \times 10^6}{150 \times (3100)^2} = 9.72 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 MPa$$

V.4.3.5. Plan de ferrailage :

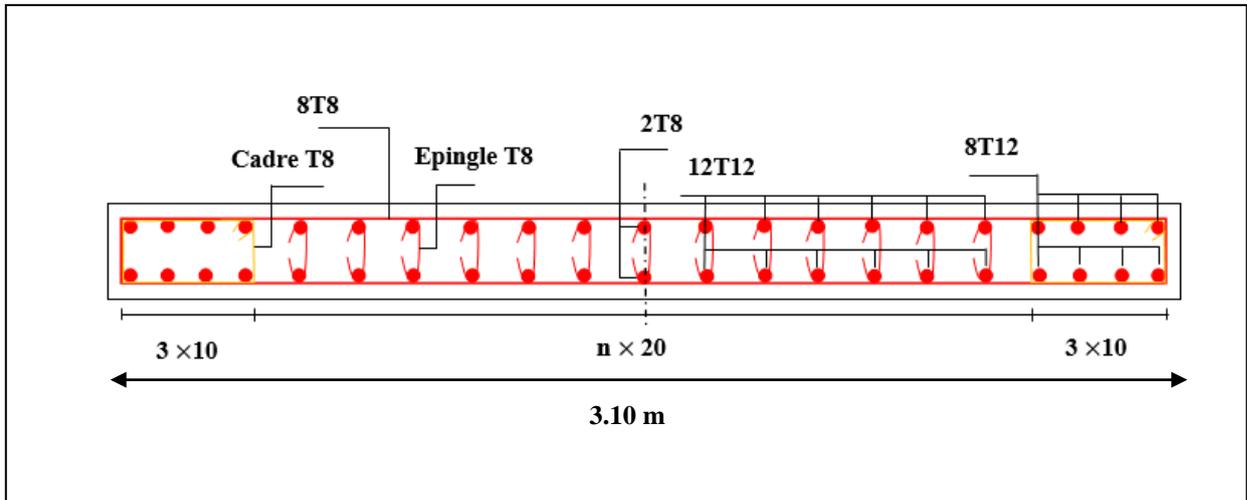


Figure V.3.3. Ferrailage de voile

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les éléments de fondations d'une construction sont constitués par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble

Les fondations sont utilisées dans le but de transmettre les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

❖ Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, Semelle filantes, Radiers général)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur **1.3 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}). L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Jouer le rôle d'appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI.3. Calcul des fondations :**• Choix de type de fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_s}{S_B} < 50 \% \right)$$

$$\text{La surface des semelles : } S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Sachant que :

N_{ser} : la somme totale des efforts à ELS est : $\sum N = 17702.80 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = 1.3 \text{ bars} = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors : } S_s = \frac{17702.80}{130} = 136.1754 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_B = (18.33 \times 11.70) - ((3.40 \times 3.10) + (3.40 \times 3.10)) = 193.381 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{136.1754}{193.381} = 0.704 = 70.4 \% > 50 \%$$

D'après ce résultat, la surface totale de fondation dépasse les 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VI.4.1. Combinaison d'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.4.2. Prédimensionnement du radier :

➤ Epaisseur de nervure du radier :

L'épaisseur du radier h_r doit satisfaire les conditions suivantes :

- Selon la formule empirique : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : distance maximale entre deux files (appuis) successives. ($L_{max} = 443 \text{ cm}$).

$$h \geq \frac{443}{10} = 44.3 \text{ cm}$$

- Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h_r : Épaisseur du radier

$$\frac{443}{8} = 55.40 \leq h_r \leq \frac{443}{5} = 88.6$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70 \text{ cm}$

➤ Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{443}{20} = 22.15 \text{ cm, on prend } h_d = 40 \text{ cm}$$

- Selon la condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}, \text{ sachant que : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité.

I : Inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max} = 4,43 \text{ m}$, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.43^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0.62 \text{ m} \rightarrow h = 0.70 \text{ m} \geq 0.62 \text{ m}$$

➤ **Conclusion :**

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$h_r = 70 \text{ cm}$ pour la nervure du radier.

$b_r = 50 \text{ cm}$ pour la nervure du radier.

$h_d = 40 \text{ cm}$ pour la dalle de radier.

➤ **Vérification :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.096 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \rightarrow L_e = 3.096 \text{ m} \geq \frac{2 \times 4.43}{3.14} = 2.82 \text{ m} \rightarrow (c. v)$$

➤ **Calcul de la surface minimale du radier :**

❖ **Détermination des efforts :**

• **ELU** : $N_u = 24158,55 \text{ KN}$

• **ELS** : $N_s = 17702,80 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{24158,55}{1,33 \times 130} = 139.73 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{17702,80}{1,33 \times 130} = 102.39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 193.381 \text{ m}^2 > \text{Max}(S1; S2) = 139.73 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > à la surface de radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

- L'emprise totale avec un débordement (**D**) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

Lx : longueur en plan (18.33 m).

Ly : largeur en plan (11.70 m).

- ❖ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{Où: } h_r = 0.70 \text{ m}$$

$$D \geq \text{Max} (35 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly) = 193.381 + 0.4 \times 2 \times (18.33 + 11.70) = 217.405 \text{ m}^2$$

- ❖ **Poids du radier :**

$$G = S' * h * \gamma = (217.405 \times 0.70 \times 25) = 3804.60 \text{ KN}$$

- Combinaison d'action :

$$Nu = 24158,55 + 1.35 (3804.60) = 29294.76 \text{ KN}$$

$$Ns = 17702,80 + 3804.60 = 21507.40 \text{ KN}$$

VI.4.3. Vérifications de radier :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0.9 \times 70 = 63 \text{ cm}$

$$V_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{s_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{29294.76 \times 1}{217.405} \frac{4.43}{2} = 298.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{298470}{1000 \times 630} = 0.474 \text{ MPa} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa} \text{ (c.v)}$$

- **Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : (Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge revenant plus chargé de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

- **Vérification pour les voiles** : Le voile et le plus sollicitée et avec $e = 15$ cm.

$$\mu_c = 2(0.15 + 3.10 + 2 \times 0.70) = 9.30 \text{ m}$$

$$N_u = 1262,98 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 9.30 \times 0.70 \times 25000}{1.5} = 4882.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification pour les Poteaux** : Le poteau le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 0.70) = 4.80 \text{ m}$$

$$N_u = 1343.32 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.80 \times 0.70 \times 25000}{1.5} = 2520 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La condition est vérifiée pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

- **Vérification à l'effort de sous pression** :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 217.405 \times 10 \times 1.80 = 5869.935 \text{ KN}$$

D'où :

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8\text{m}$)

$$G_T = 24158,55 + 1.35 (3804.60) = 29294.76 \text{ KN} > 5869.935 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure.

- **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)** :

- Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total (KN)	24158,55	24158,55
M(KN.m)	1434,18	38154,40
e(m)	0.0594	1.579
L/4(m)	4.5825	2.925
Condition	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.1. Vérification de l'excentricité

❖ Caractéristiques géométriques du radier :

▪ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

• Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{18.33 \times 11.70^3}{12} = 2446.464 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{11.70 \times 18.33^3}{12} = 6004.71 \text{ m}^4$$

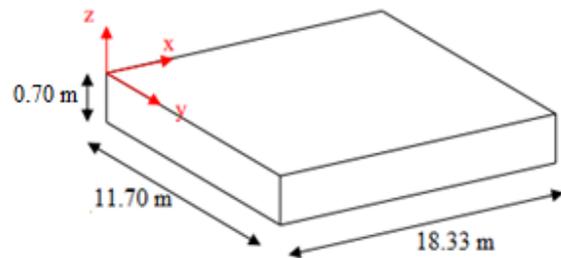


Figure VI.1. Section équivalente au radier

• Calcul de centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{18.33 \times 11.70 \times 9.06}{193.381} = 10.05 \text{ m} \rightarrow X_G = 10.05 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{18.33 \times 11.70 \times 4.64}{193.381} = 5.146 \text{ m} \rightarrow Y_G = 5.146 \text{ m}$$

• Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 130 = 172.90 \text{ KN/m}^2$$

$$X_G = 10.05 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 5.146 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)	C _G (m)
X-X	2446.464	24158,55	1459,26	217.405	10.05
Y-Y	6004.71	24158,55	38104,40	217.405	5.146

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X-X	117.12	105.13	114.12	172.90	CV
Y-Y	143.78	78.47	127.45	172.90	C.V

Tableau VI.2. Vérification au non soulèvement des fondations

VI.4.4. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le **CBA 93**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.4.4.1. Méthodes de calcul : selon BAEL91 rev99 annexe E.3 :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

- $\mu_x ; \mu_y$: Sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$
- ν (Prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En Travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur Appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement **BAEL91**. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q)/S_{rad}$
$q_u = 24158,55/217.405$	$q_{ser} = 17702,80/217.405$
$q_u = 111.12 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 81.43 \text{ KN/m}^2$

• Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du $(3.10 \times 4.43) \text{ m}^2$.

▪ Le panneau intermédiaire :

➤ L'ELU : $v = 0$; $q_U = 111.12 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 3.10/4.43 = 0.6997 > 0.4 \rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau **annexe E.3-BAEL91** on a :

$$\mu_x = 0.0697$$

$$\mu_y = 0.4181$$

Donc les moments sont :

M_x (KN.m/ml)	M_y (KN.m/ml)	M_{tx} (KN.m/ml)	M_{ty} (KN.m/ml)	$M_{ax} = M_{ay}$ (KN.m/ml)
74.43	31.12	55.8225	23.34	37.215

Tableau VI.3. Les moments fléchissant ELU

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad ; \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

Avec : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$ $b = 100 \text{ cm}$ $\phi \leq \frac{700}{10} = 70 \text{ mm}$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 70 - 5 - \frac{7}{2} = 61.5 \text{ cm.} \quad d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 54.5 \text{ cm}$$

• Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{tmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Sens XX :

$$A_{tmin} \geq 0,23 \times 100 \times 61.5 \times \frac{2.1}{400} = 7.426 \text{ cm}^2$$

✓ Sens YY :

$$A_{tmin} \geq 0,23 \times 100 \times 54.5 \times \frac{2.1}{400} = 6.60 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 70 \times 100 = 7 \text{ cm}^2$$

Nous résumons notre résultat dans le tableau ci-dessous :

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur Appui	En Travée	sur Appui	En Travée
<i>Mu (KN.m)</i>	37.215	55.8225	37.215	23.34
<i>μ</i>	0.0069	0.010	0.0088	0.0055
<i>μ < μl = 0.392</i>	CV	CV	CV	CV
<i>As' (cm2)</i>	0	0	0	0
<i>α</i>	0.0087	0.0128	0.0111	0.00694
<i>β</i>	0.997	0.995	0.996	0.997
<i>d (cm)</i>	61.5	61.5	54.5	54.5
<i>σs</i>	348	348	348	348
<i>As (cm²/ml)</i>	1.744	2.62	1.970	1.23
<i>As_{tmin} (cm²/ml)</i>	7.426	7.426	6.60	6.60
<i>Choix des barres/ml</i>	5T14	5T14	6T12	6T12
<i>As_{corr} (cm²/ml)</i>	7.70	7.70	6.79	6.79
<i>Espacement (cm)</i>	15	15	15	15

Tableau VI.4. Récapitulation de ferrailage ELU

➤ **L'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 81.43 \text{ KN/m}^2$**

$\alpha = 3.10/4.43 = 0.6997 > 0.4 \rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau **annexe E.3-BAEL91** on a :

$$\mu_x = 0.0755$$

$$\mu_y = 0.5704$$

Donc les moments sont donnés par le tableau suivant :

M_x (KN.m/ml)	M_y (KN.m/ml)	M_{tx} (KN.m/ml)	M_{ty} (KN.m/ml)	$M_{ax} = M_{ay}$ (KN.m/ml)
59.082	33.70	44.3115	25.275	29.541

Tableau VI.5. Les moments fléchissant ELS

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ selon le BAEL91(Art. 4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{(2/3)fe; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,666 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$$

Nous résumons notre résultat dans le tableau ci-dessous :

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur Appui	En Travée	sur Appui	En Travée
M_s (KN.m)	29.541	44.3115	29.541	25.275
μ	0.0052	0.0078	0.0066	0.0057
$\mu < \mu_l = 0.392$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
α	0.0065	0.0098	0.0083	0.0071
β	0.997	0.996	0.997	0.997
d (cm)	61.5	61.5	54.5	54.5
σ_{st} (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
As (cm ² /ml)	2.39	3.588	2.70	2.31
As_{tmin} (cm ² /ml)	7.426	7.426	6.60	6.60
Choix des barres/ml	5T14	5T14	6T12	6T12
As_{corr} (cm ² /ml)	7.70	7.70	6.79	6.79
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.6. Récapitulation de ferrailage ELS

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{111.12 \times 4.43 \times 3.10}{2(3.10) + 4.43} = 143.56 KN$$

$$\tau_u = \frac{143.56 \times 10^3}{1000 \times 558} = 0.26 Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.260 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.4.5. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.40 \text{ m}$. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre limer.

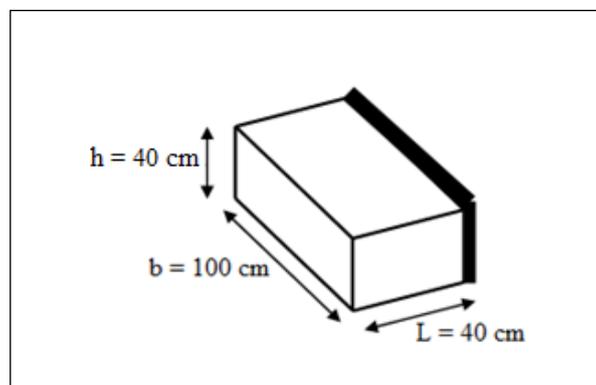


Figure VI.2. Section de débord du radier

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)	$q_u(\text{KN/m}^2)$	$q_s(\text{KN/m}^2)$
100	40	36	40	111.12	81.43

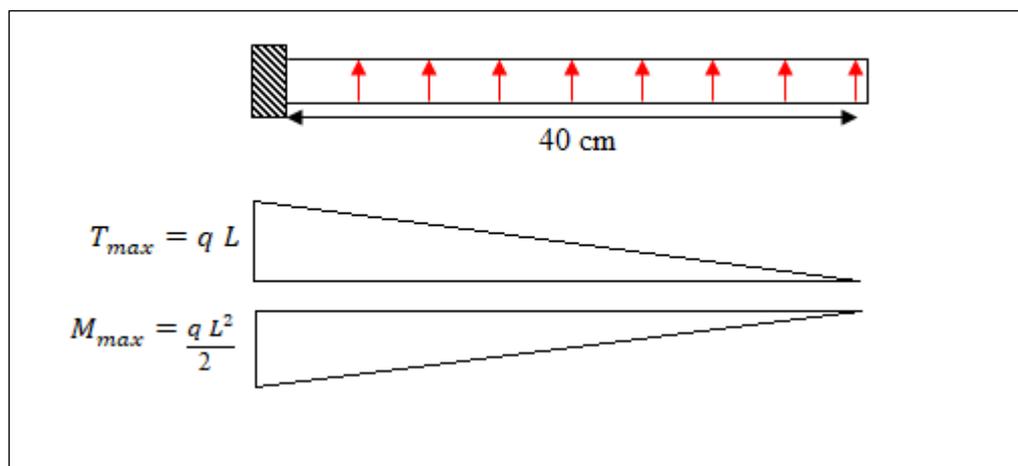


Figure VI.3. Schéma isostatique et sollicitations des débords

➤ L'ELU :

$$M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{111.12 \times 0.40^2}{2} = 8.90 \text{ KN.m}$$

➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{max} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{81.43 \times 0.40^2}{2} = 6.514 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) , \quad A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{min}}^{RPA} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.347$$

Nous résumons notre résultat dans le tableau ci-dessous :

	M_{max} KN.m	μ	α	β	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
ELU	8.90	0.0048	0.006	0.997	0.71	4.347	10	10	10.05 = 5T16
ELS	6.514	0.0033	0.004	0.998	0.89	4.347	10	10	10.05 = 5T16

Tableau VI.7. Récapitulation de ferrailage de débord

Donc on choisit $A = 10.05 \text{ cm}^2 = 5T16/ml$ avec un espacement 20 cm.

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3.93 = 5T10/ml$ avec un espacement 10 cm

• Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L = 111.12 \times 0.4 = 44.45 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{44.45 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.4.6. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	c (cm)	$N_u(KN)$	$N_s(KN)$
50	70	63	5	24158,55	17702.80

❖ **Calcul des charges revenant à la nervure :**

- $P_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{24158,55}{217.405} = 111.12 \text{ KN/m}^2$
- $P_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{17702.80}{217.405} = 81.43 \text{ KN/m}^2$

❖ **Diagrammes des sollicitations :**

- **ELU :**

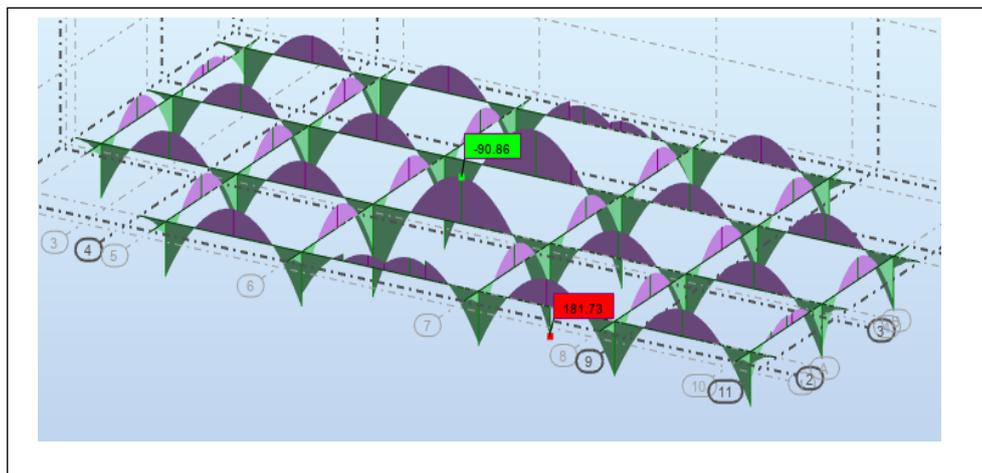


Figure.VI.4. Diagramme des moments fléchissant ELU

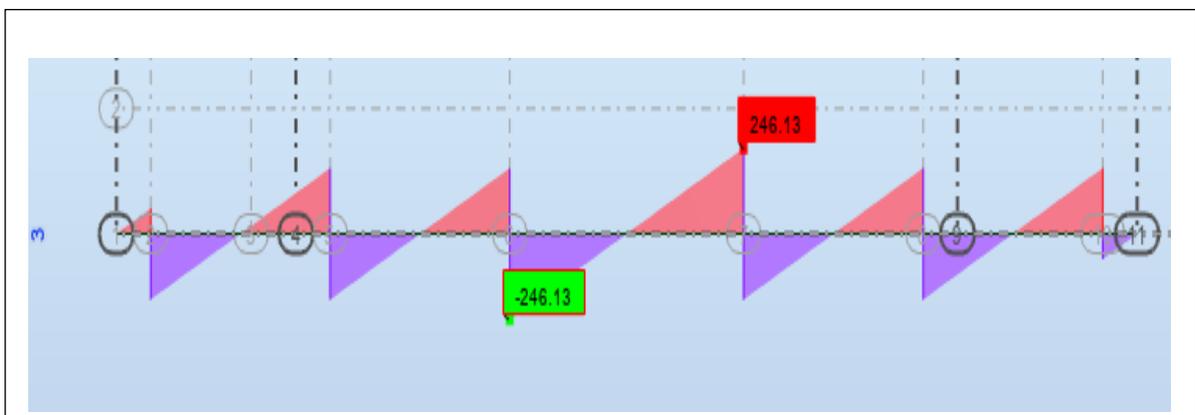


Figure.VI.5. Diagramme des efforts tranchant ELU

- ELS :

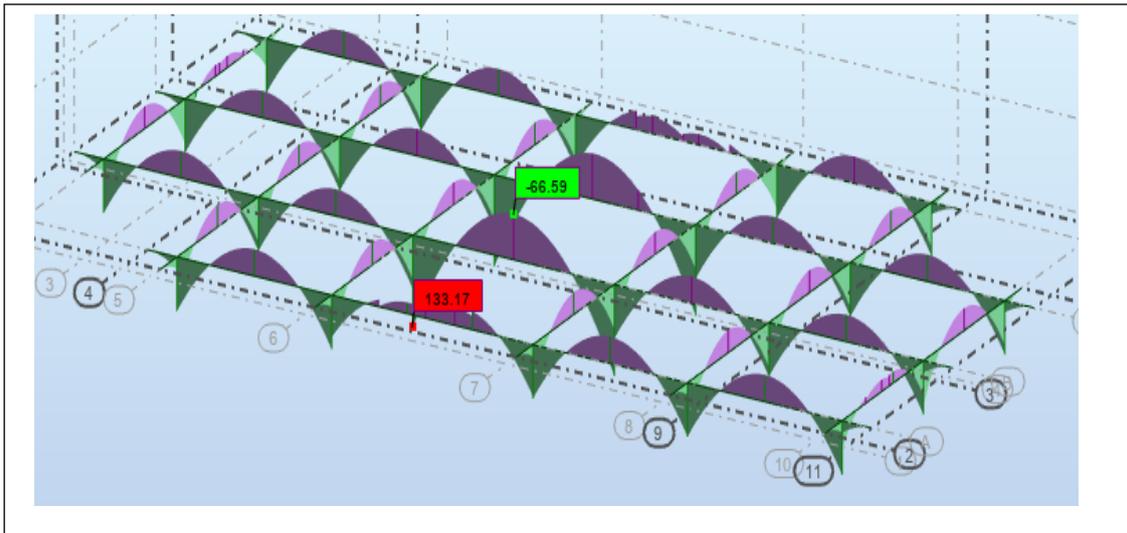


Figure.VI.6. Diagramme des moments fléchissant ELS

VI.4.6. 2. Calcul du ferrailage :

	M_u [KN.m]	M_s [KN.m]
Appui	181.73	133.17
Travée	90.86	66.59

❖ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité : selon (BAEL91. A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 50 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

- Selon BAEL91 (B.6.4) :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times 70 \times 50 = 3,50 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA99/2003 : (art. 7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times 50 \times 70 = 17,50 \text{ cm}^2$$

- ferrailage de nervure à la ELU:

	M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}
Appui	181.73	0.064	0.083	0.966	8.58
Travée	90.86	0.040	0.051	0.979	4.23

Elément	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max}	$A_{adopté}$ (cm ²)
Appuis	8.58	3.80	3.50	17.50	17.50	6T20 = 18.85
Travée	4.23	3.80			17.50	6T20 = 18.85

Tableau VI.8. Récapitulation de ferrailage de nervure

- Vérifications à l'ELS :

D'après le BAEL83 :

- ✓ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- ✓ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_{ser} (KN.m)	M_u (KN.m)	α	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	133.17	181.73	0,045	1.36	25	0.430	Vérifié
Travée	66.59	90.86	0,022	1.36	25	0.430	Vérifié

- Vérifications à l'ELU :

- ❖ Vérifications de l'effort tranchant : selon BAEL91 (art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

V_u (KN)	τ_u (MPa)	Condition
246.13	0.781	Vérifier

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20,50,20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 8 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = \mathbf{6T8} = \mathbf{3.02 \text{ cm}^2}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 140 \text{ cm.}$$

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

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

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

- **La quantité des armatures transversales :**

- Selon **BAEL 91 (art.A.5.1)** :

$$A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3ft_{28})}{0.8f_e} \quad \rightarrow \quad A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (1.147 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- Selon **RPA 99** :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \mathbf{6T8} = \mathbf{3.02 \text{ cm}^2}.$$

VI.4.6.1. Plan de ferrailage de nervure :

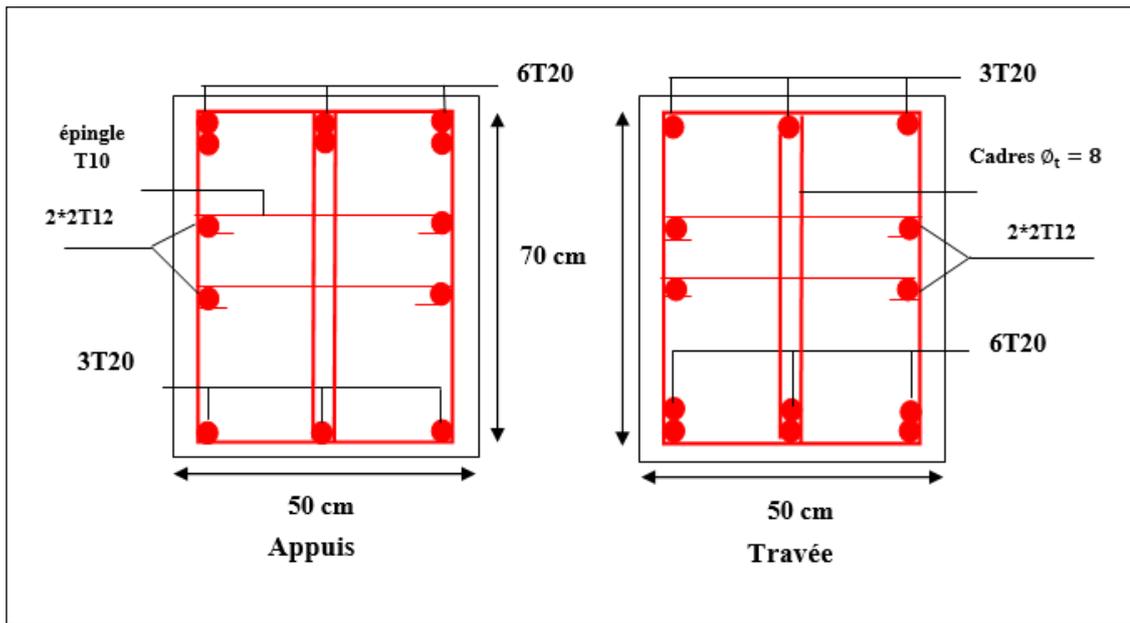


Figure.VI.7. Plan de ferrailage de nervure

VI.4.6.2. Plan de ferrailage de radier :

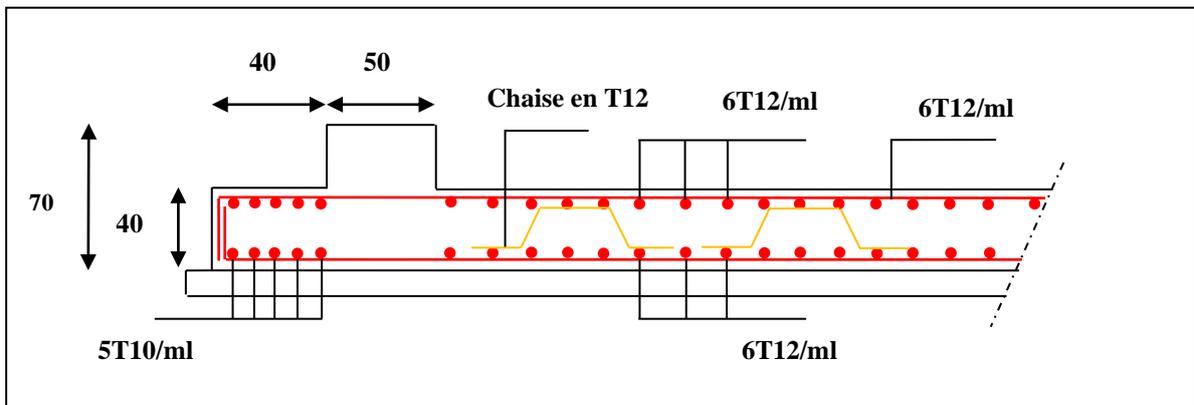


Figure.VI.8. Plan de ferrailage du radier

VI.5. Calcul de longrine :

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (\frac{N}{\alpha}) \geq 20KN$ selon le **RPA99 (art 10.1.1)**.

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = (\frac{N}{\alpha}) \geq 20KN \Rightarrow F = \frac{1343.32}{10} = 134.332KN \geq 20KN \dots \dots \dots cv$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

(25 × 30)cm² : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30 × 35) cm²

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ l).

• **Calcul des armatures longitudinales :**

▪ **Le ferrailage minimal : D'après RPA99**

$$A_{min} = 6\%. B' = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{min}^{RPA^2} = 6.30 \text{ cm}^2$

On adopte : **6T12 = 6.79 cm²**

• **Calcul des armatures transversale :**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres Φ 8 (fissurationestpréjudiciable)

• **L'espacement : Selon RPA99**

$$S_t \leq \min(20cm; 15 \phi l); S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisit un cadre en ϕ 8 et étrier en ϕ 8 = 2.01 cm².

VI.5.1. Plan de ferrailage de longrine :

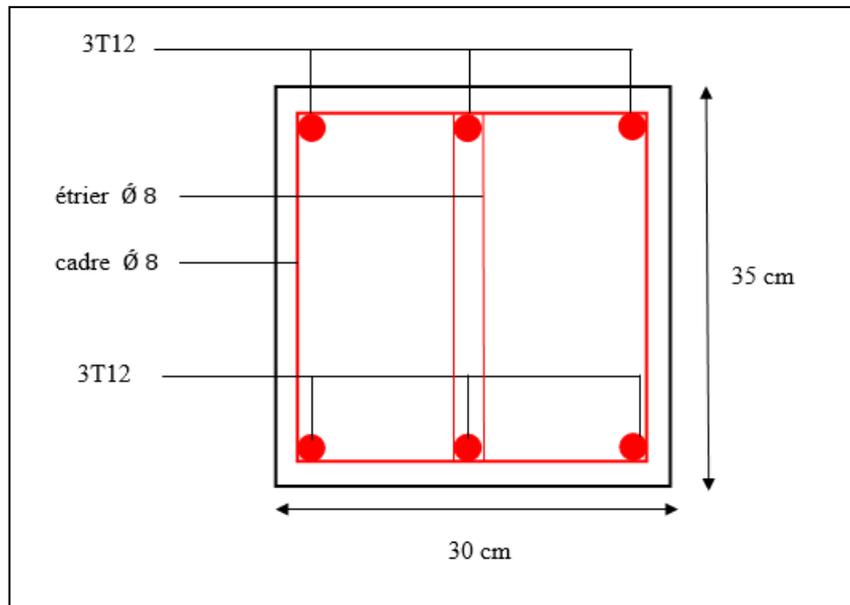


Figure.VI.9. Plan de ferrailage de longrine

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active. Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements réglementaires (RPA99 version 2003, C.B.A 93 et BAEL 91) et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

La recherche de la disposition convenable des éléments de contreventement est très importante que sa quantité pour assurer la résistance aux forces horizontales. Notons l'importance de l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

En fin, on souhaite que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

❖ Les documents réglementaires :

- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91/version99**
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations **D.T.R-B.C.2.2.**

❖ Les livres :

- **Henry Thonier**, Conception et calcul des Structures de Bâtiment
- **Marcel Forni**, Fondation Spéciales et reprises en sous-œuvre.

❖ Les Cours :

- Cour de Béton armé
- Cour de Bâtiment

❖ Logiciel :

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT2019**
- Logiciel de ferrailage **EXPERT 2010**
- Logiciel de calcul Microsoft **EXCEL 2016**
- Logiciel de traitement du texte Microsoft **WORD 2016**