



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Filière : Génie civil
Spécialité : Structure.

Réf. :

Présenté et soutenu par :

Mahboub mohamed taeib

mercredi 12 juin 2024

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+9) AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE - IMPLANTE A BOUMERDES

Encadreur : Dr ZINE Ali

Année Universitaire : 2023/2024

REMERCIEMENT

Je tiens tout d'abord à remercier **ALLAH** pour m'avoir guidé 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.

Mes remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à m'aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de ma famille qui ont participé de près ou de loin à m'encourager et m'aider dans mon projet.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Dr. ZINE Ali pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il m'a accordé. je tiens à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger mon travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université Mohamed Kheider de Biskra, qui ont participé à ma formation.

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

Résumé

Le but de cette étude est la conception et la modélisation d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 - Version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de cette structure ont été établis par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL-91 modifier 99, RPA99 - Version 2003 et CBA-93.

Mots clés: Conception, Modélisation, Bâtiment, Ferrailage, Règlement Parasismique Algérien.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم ونمذجة مبنى يتألف من طابق ارضي + 9 طوابق للاستخدام، مصنفة في المنطقة III للتنظيم الجزائري المضاد للزلازل (RPA99-Version 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المصبوبة، وقد تم إنشاء دراسة وتحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج (Robot Structural Analysis Professional).

تحديد الأبعاد و تسليح جميع العناصر المقاومة في البناية صمم طبق لمعايير و القوانين المعمولة بهم في الجزائر BAEL91 RPA99 Version 2003, modifier 99 و CBA93.

كلمات مفتاح: تصميم, نمذجة, مبنى, تسليح, التنظيم الجزائري المضاد للزلازل.

Abstract

The purpose of this study is Design and Modeling of a building (G+9) for residential use, classified in zone III according to the Algerian Seismic Regulation (RPA99 - Release 2003). The stability of the structure is ensured by beams, columns and walls. The study and analysis of this structure have been established by software (Robot Structural Analysis Professional).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force, namely BAEL91-modifier 99, RPA99 - Version 2003 and CBA-93.

Key words: Design, Modeling, Building, Reinforcement, Algerian Seismic Regulation.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	3
I.2. Eléments constituant la construction	3
I.3. Règles de calcul	4
I.4. Caractéristiques des matériaux	4
I.5. Hypothèses de calcul	8
I.6. Actions et sollicitations	9
I.7. Conclusion	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction	12
II.2. Evaluation des charges et des surcharges	12
II.3. Pré-dimensionnement le plancher	16
II.3. Pré-dimensionnement de la dalle pleine.....	18
II.5. Pré-dimensionnement des escaliers	18
II.6. Pré-dimensionnement des poutres	20
II.7. Pré-dimensionnement des poteaux	21
II.8. Pré-dimensionnement des voiles	25
II.9. Conclusion	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Etude du plancher

III.1.1. Introduction	27
III.1.2. Charges permanentes et surcharges	27
III.1.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à l'ELU et l'ELS.....	27
III.1.4. Types des planchers.....	27
III.1.5. Méthode de calcul des poutrelles.....	27
III.1.6. Etude du plancher	28
III.1.7. Calcul du ferrailage des poutrelles	29
III.1.8. Vérification de la flèche.....	33
III.1.9. Présentation du ferrailage	34

TABLES DES MATIÈRES

III.2. Etude de l'acrotère

III.2.1. Introduction	35
III.2.2. Surface	35
III.2.3. Charges	35
III.2.4. Sollicitations	35
III.2.5. Combinaisons d'action	35
III.2.6. Calcul du ferrailage	36
III.2.7. Présentation du ferrailage	39

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Introduction	40
III.3.2. Etude des escaliers	40
III.3.3. Evaluation des charges	40
III.3.4. Détermination des actions et sollicitations	41
III.3.5. Calcul du ferrailage	42
III.3.6. Présentation du ferrailage des escaliers	44
III.3.7. Calcul de la poutre palière	44
III.3.8. Ferrailage de la poutre palière	49
III.4. Dalle pleine	49
III.5. Conclusion	51

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	53
IV.3. Méthode de calcul	53
IV.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage	53
IV.5. Excentricité accidentelle.....	54
IV.6. Calcul des actions sismiques	54

TABLES DES MATIÈRES

IV.7. Nombre de modes à considérer	58
IV.8. Combinaisons des réponses modales.....	58
IV.9. Comportement de structure.....	59
IV.10. Résultante des forces sismiques par Robot.....	60
IV.11. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	60
IV.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles	60
IV.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations	62
IV.14. Justification de l'effet P- Δ	63
IV.15. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	64
IV.16. Conclusion	66
Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants	
V.1. Ferrailage des poteaux	
V.1.1. Introduction	68
V.1.2. Combinaisons d'actions	68
V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme	68
V.1.4. Recommandations des règlements	69
V.1.5. Étude des poteaux du RDC (50×50) cm ²	69
V.1.6. Recommandations pour les poteaux de 45×45.....	72
V.1.7. Recommandations pour les poteaux de 40×40.....	73
V.1.8. Ferrailage des poteaux.....	73
V.2. Ferrailage des poutres	
V.2.1. Introduction	73
V.2.2. Combinaisons d'actions	73
V.2.3. Recommandations des règlements	74
V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU	74
V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....	74
V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	75
V.2.7. Calcul des armatures transversales	75
V.2.8. Vérification de la flèche	76
V.2.9. Schémas de ferrailage	76
V.3. Ferrailage des voiles	
V.3.1. Introduction	77

TABLES DES MATIÈRES

V.3.2. Combinaisons.....	77
V.3.3. Étude des voiles.....	78
V.3.4. Schéma de ferrailage	79
V.4. Conclusion.....	80
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1.1. Introduction.....	82
VI.1.2. Différents types de fondations	82
VI.1.3. Choix du type de fondations	82
VI.1.4. Combinaisons d'actions	82
VI.1.5. Présentation de rapport de sol.....	82
VI.1.6. Vérification du chevauchement	83
VI.2. Etude du radier	83
VI.2.1. Pré-dimensionnement du radier.....	83
VI.2.2. Détermination des efforts	84
VI.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier.....	84
VI.3. Vérification de la surface nécessaire	85
VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL91 (Art A.5.1).....	85
VI.4. Ferrailage du radier	85
VI.4.1. Méthode de calcul	85
VI.4.2. Evaluation des charges	86
VI.4.3. Calcul des moments fléchissants.....	86
VI.4.4. Calcul des armatures de la dalle du radier.....	87
VI.5. Etude du débord du radier	87
VI.5.1. Armature longitudinale	87
VI.5.2. Vérification au cisaillement.....	88
VI.5.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41).....	89
VI.6. Présentation du ferrailage.....	89
Conclusion Générale	
Références	

LISTE DE FIGURE :

– **Liste de figure :**

– **Chapitre I : Présentation du projet**

Figure I.1 : Plan du rez-de-chaussée

Figure I.2: Plan Etage

Figure I.3: Coupe A-A.

Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Figure I.5: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression

f_{cj}

Figure I.6: Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'E.L.U- E.L.S

Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton de calcul à l'E.L.S

Figure I.8: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

– **Chapitre II : Pré-dimensionnement**

Figure II.1 : Section du poteau1

Figure II.2. : Section de poteau 2 (40x40)

Figure II.3: Section de poteau (40x40)

Figure. II.4 : Poutre principale 1 (30x50)

Figure. II.5: Poutre secondaire (30x40)

Figure. II.6 : Coupe verticale d'un voile

Figure.II.7 : Plancher à corps creux

Figure II.8 : Schéma des poutrelles

Figure II.9 : Plaque pleine

Figure II.10 : Schéma des escaliers

Figure II.11 : Surface afférente

– **Chapitre III : Etudes**

Figure III.1: Schéma du balcon

Figure III.2: Section de la dalle pleine à ferrailer

Figure III.3: Dessin de ferrailage du balcon étage

Figure III.4 : Ferrailage du balcon

Figure III.5 : Section d'acrotère à ferrailer

Figure III.6: Présentation du ferrailage de l'acrotère

Figure. III.7: Schéma des escaliers.

Figure.III.8 : Schéma statique des escaliers.

Figure.III.9 : Section des escaliers à ferrailer

Figure III.10 : Schéma de ferrailage des escaliers

LISTE DE FIGURE :

Figure. III.11 : Schéma statique de la poutre palière

Figure III.12 : Schéma du ferrailage de la poutre palière

Figure III.13 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants pour la poutrelle de l'étage terrasse - type (1)

Figure. III.14 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants pour la poutrelle de l'étage terrasse - type (2)

Figure III.15 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants pour la poutrelle étage courants type (3) à l'ELU

Figure III.16 : Diagrammes des moments et efforts tranchants pour la poutrelle de l'étage terrasse - type (4) à l'ELU

Figure III.17 : Schéma des poutrelles

Figure III.18 : Schéma de ferrailage des poutrelles sur travée

Figure III.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles sur appuis

Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle mince

Figure III.21 : Ancrage du diaphragme, sens non porteur (Continuité du diaphragme)

Chapitre VI: Etude dynamique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure sur le logiciel Robot

Figure IV.2 : Disposition des voiles

Figure IV.3 : Spectre de réponse

Figure IV.4 : Mode 1

Figure IV.5 : Mode 2

Figure IV.6 : Mode 3

– Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants :

Figure V.1 : Schéma de la zone nodale

Figure V.2 : Schéma de ferrailage du poteau (45×45)

Figure V.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale et la poutre secondaire

Figure V.4 : Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma représentant la semelle du radier

Figure VI.2 : Schéma du ferrailage du radier

Figure VI.3 : Schéma de la dalle flottante

LISTE DE TABLEAUX ::

– **Liste de tableaux :**

– **Chapitre I : Présentation du projet**

Tab.I.1 : Types et caractéristiques des aciers

– **Chapitre II : Pré dimensionnement :**

Tab.II.1: Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

Tab.II.2: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Tab.II.3: Evaluation des charges dans les balcons

Tab.II.4: Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Tab.II.5 : Evaluation des charges sur les escaliers

Tab.II.6: Evaluation des charges sur l'acrotère

Tab.II.7: Evaluation des charges de la surface afférente

Chapitre III : Etudes

Tab.III.1: Charge du palier et de la volée

Tab.III.2: Actions des escaliers

Tab.III.3: Moments et effort tranchants

Tab.III.4: Calcul de la section des armatures

Tab.III.5 : Armatures longitudinales

Tab.III.6: Calcul des caractéristiques de section à l'E.L.S

Tab.III.7: Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tab.III.8: Armatures de répartitions

Tab.III.9: Sollicitations de la poutre palière

Tab.III.10: Armatures longitudinales

Tab.III.11: Vérification de contrainte

Tab.III.12: Armatures longitudinales maximales

Tab.III.13 : Armatures longitudinales adoptées

Tab.III.14: Charges supportées par les poutrelles

Tab.III.15: Moments pour les poutrelles - type (1)

Tab.III.16: Efforts tranchants dans les poutrelles - type (1)

Tab.III.17: Moments pour les poutrelles - type (2)

Tab.III.18 : Efforts tranchants dans les poutrelles - type (2)

Tab.III.19: Moments pour les poutrelles - type (3)

Tab.III.20: Efforts tranchants dans les poutrelles - type (3)

Tab.III.21: Moments pour les poutrelles - type (4)

LISTE DE TABLEAUX ::

Tab.III.22: Efforts tranchants dans les poutrelles - type (4)

Tab.III.23 : Sollicitations dans les poutrelles

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab.IV.1: Caractéristiques massiques

Tab.IV.2: Comportement de la structure

Tab.IV.3: Résultante des forces sismiques

Tab.IV.4: Vérification de l'étude sismique

Tab.IV.5 : Vérification de la période fondamentale de la structure

Tab.IV.6: Justification d'interaction verticale - portiques /voiles

Tab.IV.7: Justification d'interaction - portiques /voiles suivant (x-x)

Tab.IV.8: Justification d'interaction - portiques /voiles Suivant (y-y)

Tab.IV.9: Vérification la déformation dans chaque étage suivant X

Tab.IV.10: Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y

Tab.IV.11: Vérification de l'effet P- Δ (X-X)

Tab.IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ (Y-Y)

Tab.IV.13: Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal

Tab.IV.14: Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants :

Tab.V.1: Sollicitation des poteaux

Tab.V.2: Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux

Tab.V.3: Choix des armatures et leur espacement des poteaux

Tab.V.4: Sollicitation moment de flexion des poutres

Tab.V.5 : Résultats de ferrailage

Tab.V.6: Vérification des contraintes de l'acier et de béton

Tab.V.7: Vérification des contraintes de cisaillements des poutres

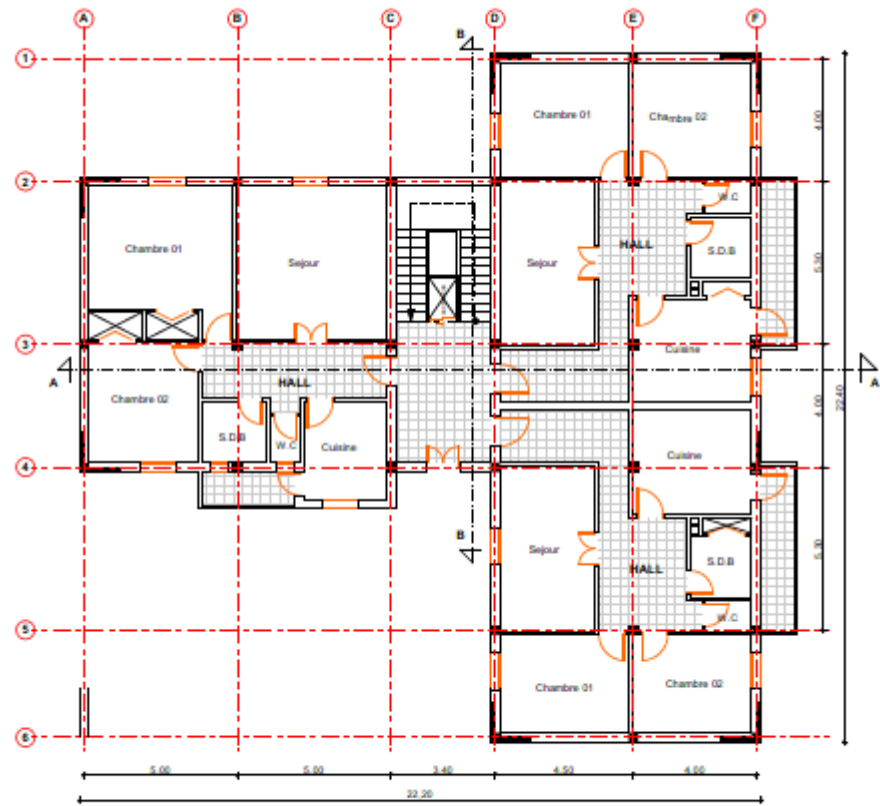
Tab.V.8: Sections d'armatures transversales des poutres

– Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

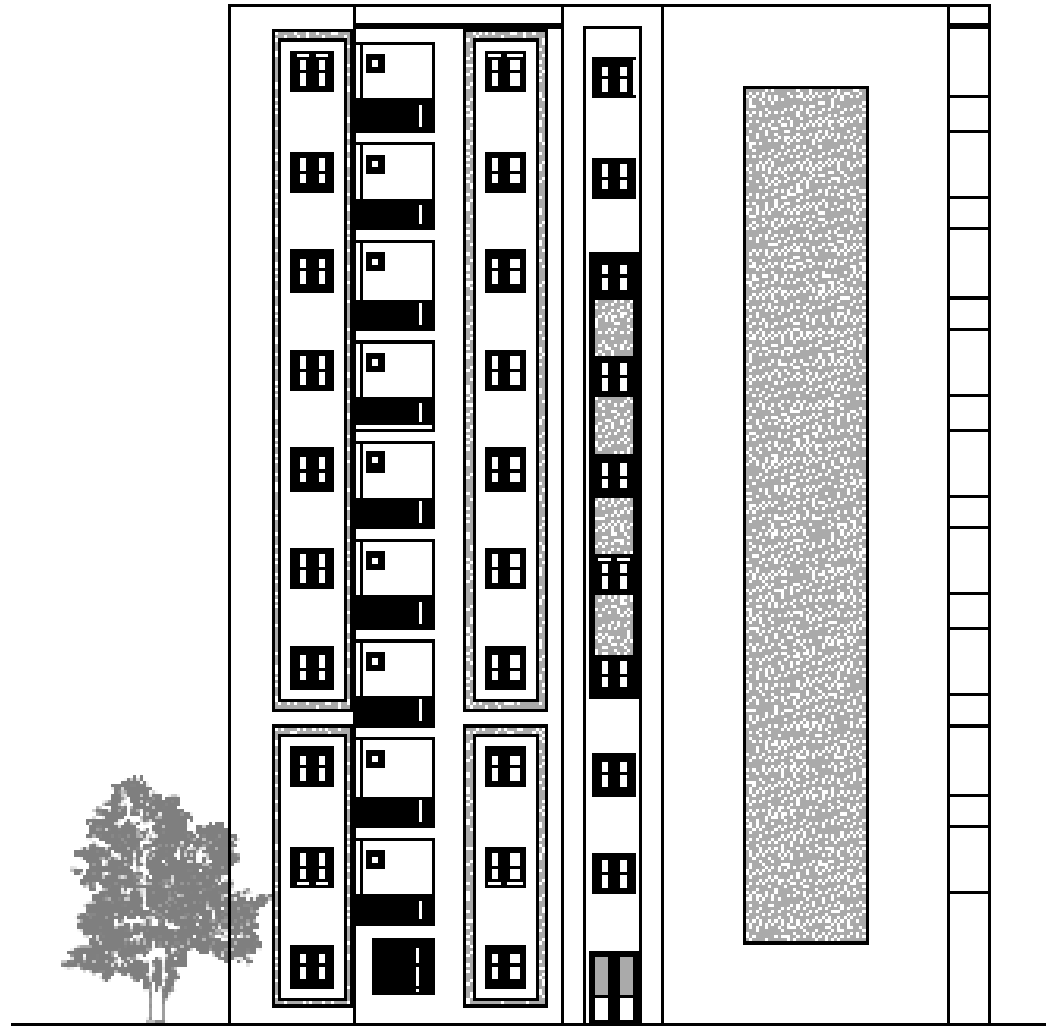
Tab.VI.1: Résumé des méthodes de calcul

Tab.VI.2: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS)

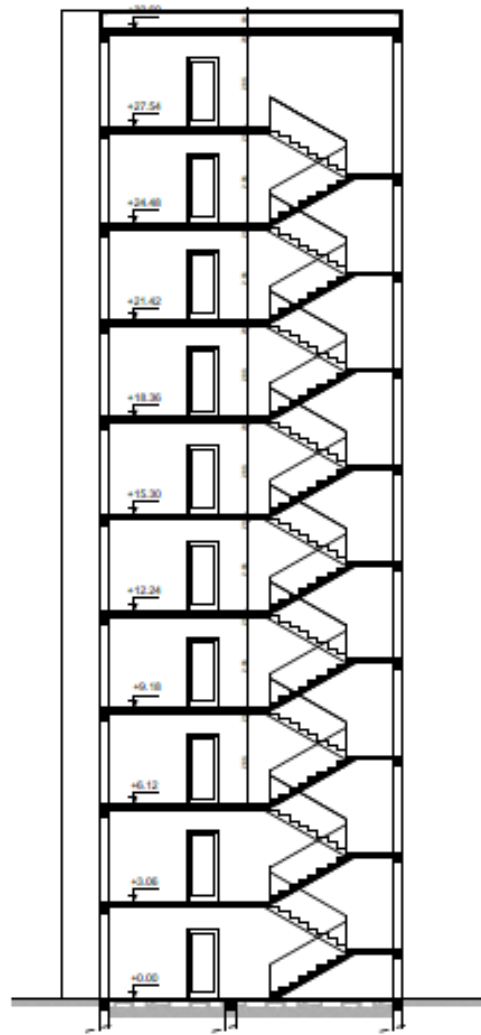
Tab.VI.3: Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS)



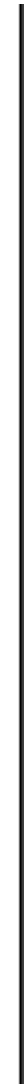
Plan RDC

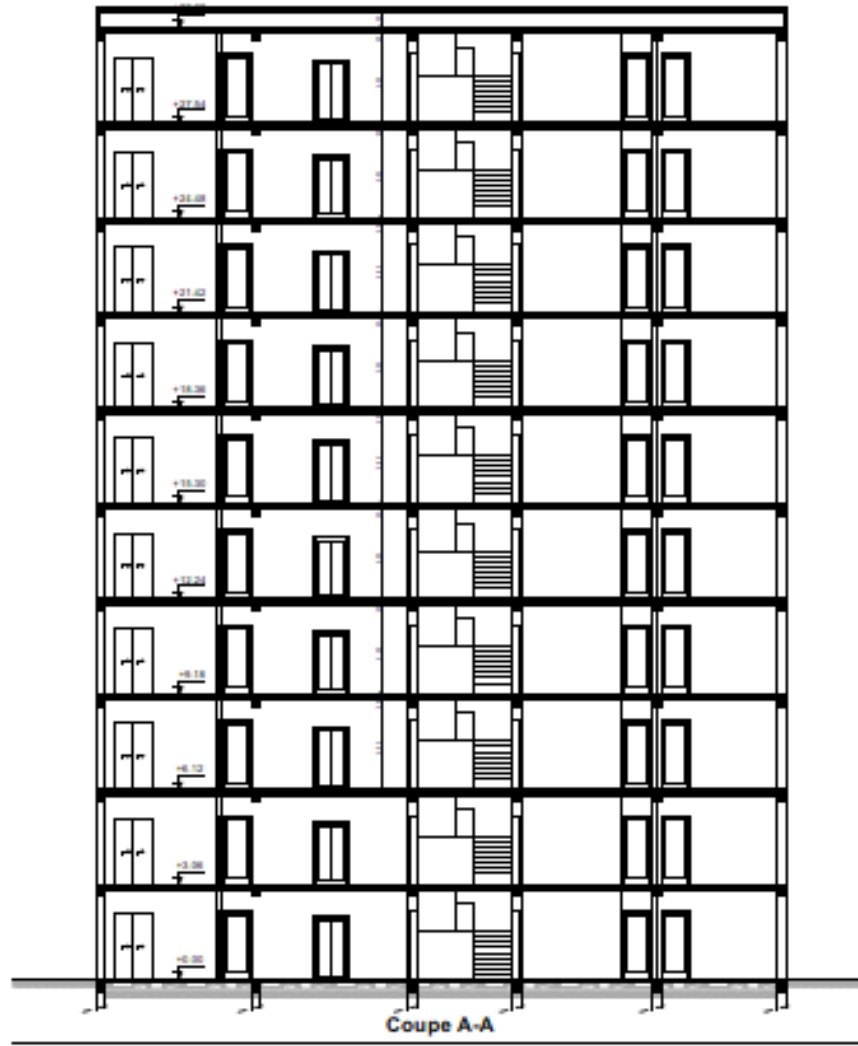


Facade Principale



Coupe B-B





Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, j'ai procédé au calcul d'un bâtiment comportant un rez-de-chaussée et 9 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99-V2003) sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré aux généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement des éléments.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.

On termine par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

L'ouvrage de fin d'étude est un bâtiment R+9 à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Boumerdes qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le RPA99 V2003 (Règlement Parasismique Algérien RPA99-Version 2003). Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S3 avec $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8$ bars.

✚ Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

La hauteur d'étage rez-de-chaussée = 3.06 m.

La hauteur d'étage courant = 3.06 m.

Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère = 30.60 m.

Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère = 31.20 m.

Longueur totale du bâtiment = 22.50 m.

Largeur totale du bâtiment = 21.50 m.

I.2. Eléments constituant la construction :

✚ planchers :

Le plancher du bâtiment est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

✚ Terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

✚ Acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm.

✚ Escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

✚ Maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses d'épaisseur 10 cm.

✚ Enduits et revêtements :

- Céramique pour les salles de bain et les cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99 - Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.4. Caractéristiques des matériaux :

🚧 Béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 – 400 Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350 Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ Composants du béton :

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

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ.
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_s \leq 5$ mm.
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g \leq 15$ mm.
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

➤ Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à jours, définies à partir f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

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

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ Résistance à la traction f_{tj} : **BAEL91 (A.1.2.12)**

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de J jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$

➤ Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.80 \text{ MPa}$$

➤ Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.48 \text{ MPa: action accidentales} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

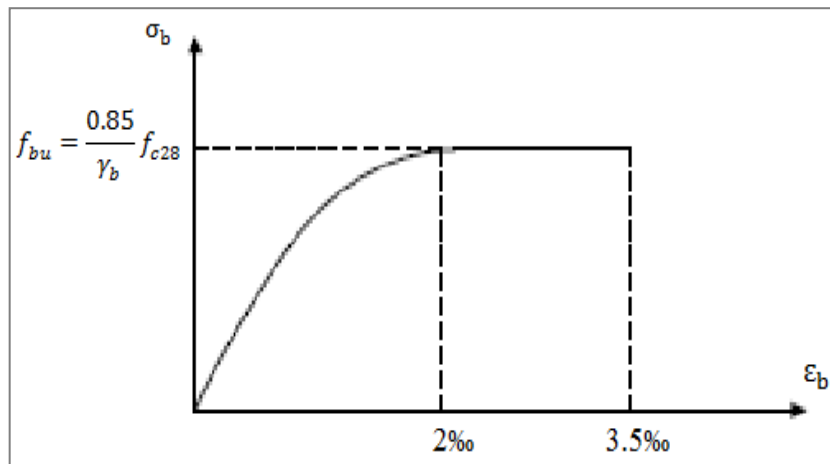


Figure I.1 : Diagramme de contrainte - déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
 $\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non 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 :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

➤ Contrainte limite de l'acier :

✓ Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

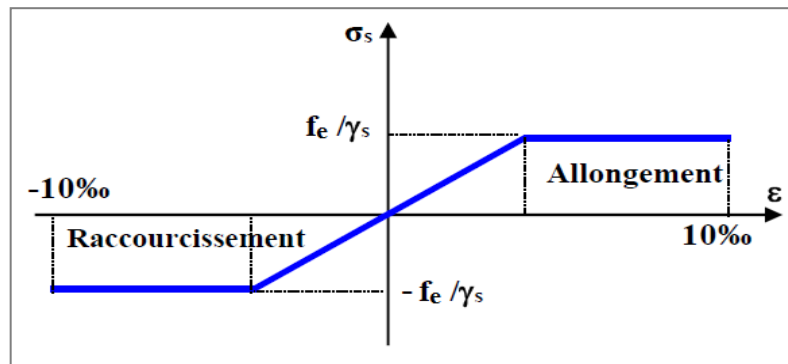


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : Limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

✓ Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- **Fissuration peu nuisible** : (cas des éléments situés dans des locaux clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Avec η : coefficient de fissuration.

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

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

🚦 Etat limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOULLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

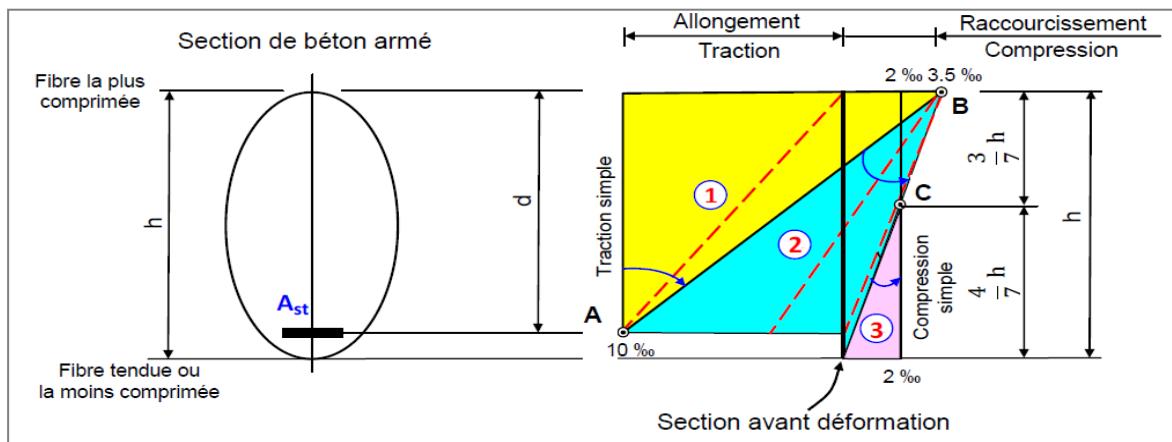


Figure I.3: Diagramme des déformations limites de la section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.
 - **Etat limite de service (ELS) :**
- Convention des sections planes.
- Résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.6. Actions et sollicitations :

✚ Actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.
- ✓ **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussées des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

✓ **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

✓ **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (séismes, incendies, chocs).

✚ Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

➤ **Combinaisons d'action : RPA99-V2003 (5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

I.7. Conclusion :

Ce chapitre concerne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles ...). Est une étape régie par des lois empiriques, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et du vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91 et RPA99-V2003.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur.

✚ Estimation des charges et des surcharges des planchers :

La structure présente deux types de planchers :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- ✓ Plancher courant en corps creux.

➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

1. protection en gravillon
2. Etanchéité multicouche
3. Forme de pente
4. Isolation thermique
5. Dalle en corps creux
6. Enduit plâtre

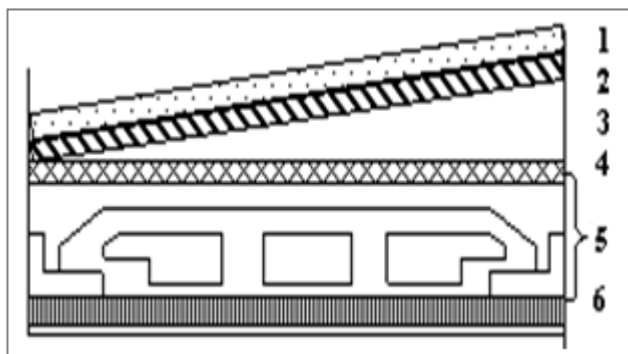


Figure II.1 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II.1 : Charges de plancher terrasse.

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle en corps creux	20+4	/	3.35
6. Enduit plâtre	2	10	0.20
G	6.88 KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

➤ Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

1-Carrelage

2-Mortier de pose

3-Lit de sable

4-Dalle en corps creux

5-Enduit plâtre

6-Cloison

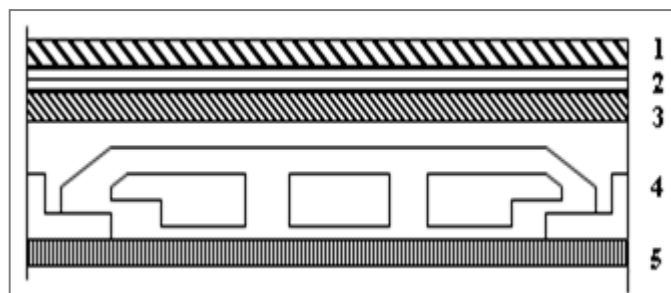


Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux)

Tableau II.2 : Charges de plancher courant.

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle en corps creux	20+4	/	3.35
5-Enduit plâtre	2	10	0.20
6-Cloison	10	9	0.90
G	5.65 KN/m ²		
Q	1.5 KN/m ²		

✚ Estimation des charges et des surcharges des planchers à Dalle pleine:

La structure présente deux types de planchers en dalle pleine:

- ✓ Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Tableau II.3 : Charges de plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle pleine	15	25	3.75
6. Enduit plâtre	2	10	0.20
G	7.28 KN/m ²		
Q	3.5 KN/m ²		

- ✓ Plancher courant en dalle pleine.

Tableau II.4 : Charges de plancher courant en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit plâtre	2	10	0.20
6-Cloison	10	9	0.90

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

G	6.05 KN/m ²
Q	3.5 KN/m ²

Estimation des charges de maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique.

➤ Mur extérieur :

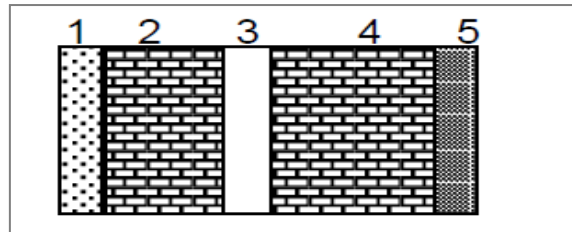


Figure II.3 : Détail du mur extérieur.

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briques creuses	10	9	0.90
3- Lamé d'air	5	/	0.00
4- Brique creuse	15	14	2.10
5- Enduit en ciment	2	20	0.40
G	3.64 KN/m ²		

➤ Mur intérieur :

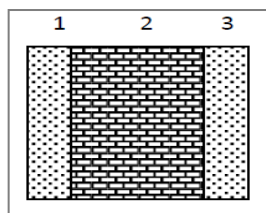


Figure II.4 : Détail du mur intérieur.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1.38 KN/m ²		

Estimation de la charge et de la surcharge de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire décoratif en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

➤ Poids propre de l'acrotère :

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

$$G_0 = \gamma_{BA} \times S \quad G_0 = 1.70 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poids de l'enduit de ciment :

$$G_1 = \gamma_c \times S = 2 \times 18 \times 0.6 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ Charge permanente :

$$G = G_0 + G_1 = 1.70 + 0.44 = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

➤ Surcharge :

La charge d'exploitation (la main courante pour terrasse inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

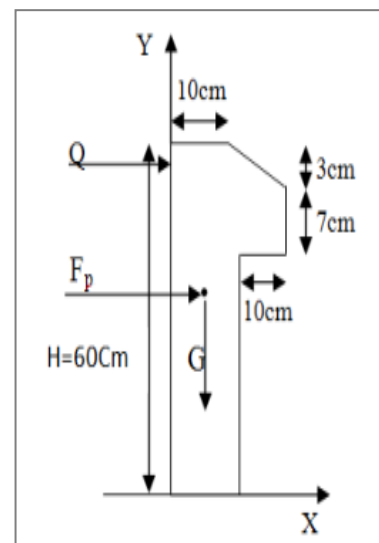


Figure II.5 : Acrotère.

II.3. Pré-dimensionnement du plancher :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier. véhicule. personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons. revêtements...). Ils les retransmettent aux poutres. aux poteaux et aux murs porteurs. qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- ✓ Plancher à corps creux.

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage. il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé. hauteur varie de 4 à 5 cm.
- Treillis soudé.

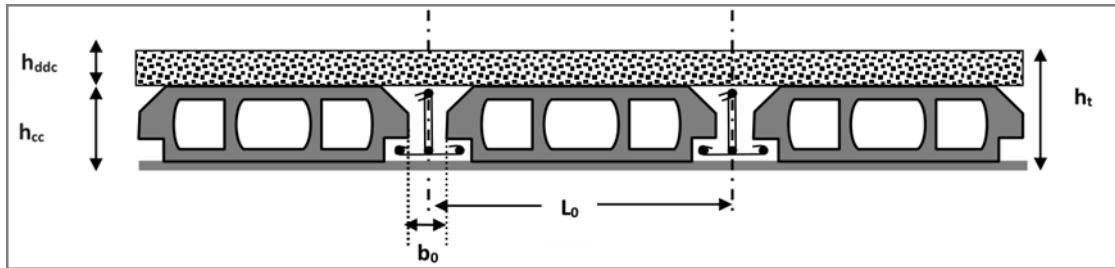


Figure II.6 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 « BAEL91 (B.6.8.4.2.3) ».

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

Avec:

h_t = hauteur totale du plancher.

L_{\max} = travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles égal à 4.70 m

$$h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.90 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24 cm.

Avec :

$h_{cc} = 20$ cm : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4$ cm : Hauteur de la dalle de compression.

L_0 : distance entre-axes des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

✚ Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

b : largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12$ cm.

$L_x = 65 - 12 = 53$ cm : distance entre deux nervures successives.

$L_y = 270$ cm : Longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

Soit : $b_1 = 26.5$ cm.

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65$ cm.

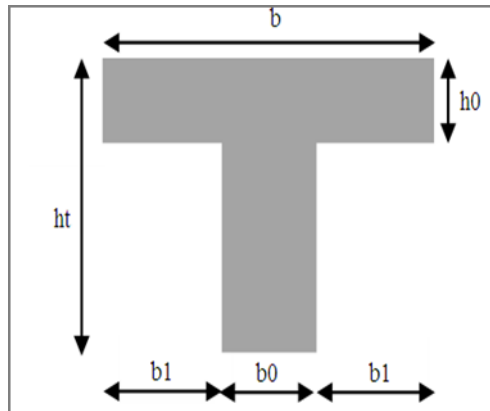


Figure II.7 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.4. Planchers en dalle pleine (balcon) :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur « e ») est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

Dans notre projet les balcons sont constitués des dalles pleines encastrées dans les poutres (encastrées de 3 cotés)

✚ L'épaisseur est conditionnée par :

La longueur du balcon : $L = 1.40 \text{ m}$

$$e = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) L_{\max} = (9.33 \div 7)$$

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

II.5. Pré-dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un élément de construction en béton armé constitué de gradins successifs permettant de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant. Ou autrement dit un élément qui sert à la circulation verticale.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

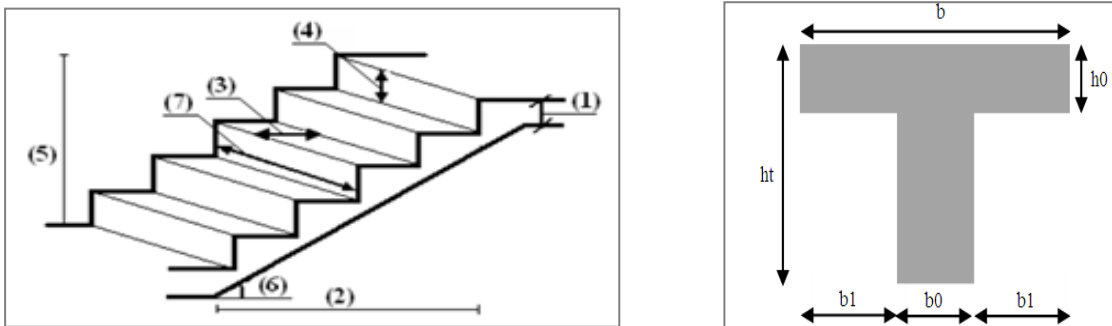


Figure II.8 : Escaliers

1 : épaisseur du palier de repos (e).

2 : longueur projetée de la volée (L_0).

3 : giron (g).

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

4 : hauteur de la contre -marche (h).

5 : hauteur de la volée (H).

6 : inclinaison de la paillasse (α).

7 : emmarchement (E).

Dimensionnement :

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$\begin{cases} n = \frac{H}{h} \\ L_0 = (n - 1) g \end{cases}$$

n: nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur totale des escaliers ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur des escaliers.

Calcul du nombre de marches et de contremarches :

On a:

$$L_0 = 2.40 \text{ m}; H = 1.53 \text{ m.}$$

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En trouvé :

Le nombre de contremarches est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 8$.

Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contremarche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 26.25 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \rightarrow h = 17\text{cm}$$

✓ Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

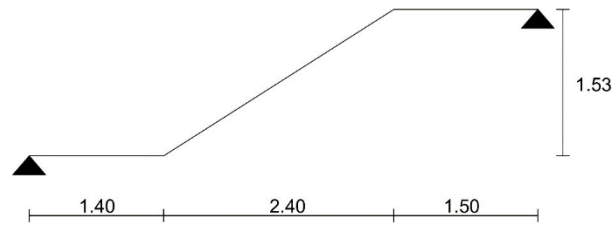


Figure II.9 : Schéma des escaliers

La longueur développée est : $L = L_p + L_v$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = (1.40 + 1.50) + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 5.75 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 19.17 \leq e \leq 28.75 \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe - feu.} \end{cases}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

II.6. Pré-dimensionnement des poutres :

II.6.1. Poutres principales [P.P] :

➤ Condition de portée (BAEL91) :

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

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 5.30 \text{ m}$.

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

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

➤ Condition de RPA99-V2003 (7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.50 \leq 4$$

II.6.2. Poutres secondaires [P.S]:

➤ Condition du portée (BAEL91) :

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

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 5.00 \text{ m}$.

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

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

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

➤ **Condition de RPA99-V2003 (7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau II.7 : Les sections des poutres sont résumées.

Poutres	Section (cm ²)
Principal	(30×45)
Secondaires	(30×40)

II.7. Pré-dimensionnement des poteaux :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, à fin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposée, On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escaliers, acrotère...).

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 : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

✚ **Poteau central (E3) :**

➤ **Détermination des charges :**

✓ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

poids plancher terrasse	$6.88 \times 5.00 \times 4.65$	159.96 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.45 \times 0.30 \times (2.50 + 1.85)$	14.68 KN

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (2.35 + 2.35)$	14.10 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PT}		195.62 KN

$$G_{PT} = 195.62 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

poids plancher courant	$5.65 \times 5.00 \times 4.65$	131.36 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.45 \times 0.30 \times (2.50 + 1.85)$	14.68 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.40 \times 0.30 \times (2.35 + 2.35)$	14.10 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	06.88 KN
G_{PE}		167.02 KN

$$G_8 = G_{PT} + G_{PE} = 195.62 + 167.02 = 362.64 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + G_{PE} = 362.64 + 167.02 = 529.66 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + G_{PE} = 529.66 + 167.02 = 696.68 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + G_{PE} = 696.68 + 167.02 = 863.70 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + G_{PE} = 863.70 + 167.02 = 1030.72 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + G_{PE} = 1030.72 + 167.02 = 1197.74 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + G_{PE} = 1197.74 + 167.02 = 1364.76 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 1^{er} étage :

$$G_1 = G_2 + G_{PE} = 1364.76 + 167.02 = 1531.75 \text{ KN.}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G_{PE} = 1531.75 + 167.02 = 1698.80 \text{ KN.}$$

➤ **Charge d'exploitation**

✓ **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.8 : Dégression des surcharges.

Niveau du Plancher	Loi de dégression (KN/m ²)	Les Surcharges (KN/m ²)
T	1	1
P8	1+1.5	2.50
P7	2.50+0.9×1.5	3.85
P6	3.85+0.8×1.5	5.05
P5	5.05+0.7×1.5	6.10
P4	6.10+0.6×1.5	7.00
P3	7.00+0.5×1.5	7.75
P2	7.75+0.5×1.5	8.50
P1	8.50+0.5×1.5	9.25
RDC	9.25+0.5×1.5	10.00

- Charge d'exploitation : $S_Q = 5.00 \times 4.65 - 0.3 \times 0.3 = 23.16 \text{ m}^2$

Terrasse : $Q_T = 1 * 23.16 = 23.16 \text{ KN}$.

8^{ème} étage : $Q_8 = 2.50 * 23.16 = 57.90 \text{ KN}$.

7^{ème} étage : $Q_7 = 3.85 * 23.16 = 89.16 \text{ KN}$.

6^{ème} étage : $Q_6 = 5.05 * 23.16 = 116.96 \text{ KN}$.

5^{ème} étage : $Q_5 = 6.10 * 23.16 = 141.28 \text{ KN}$.

4^{ème} étage : $Q_4 = 7.00 * 23.16 = 162.12 \text{ KN}$.

3^{ème} étage : $Q_3 = 7.75 * 23.16 = 179.49 \text{ KN}$.

2^{ème} étage : $Q_2 = 8.50 * 23.16 = 196.86 \text{ KN}$.

1^{ème} étage : $Q_1 = 9.25 * 23.16 = 214.23 \text{ KN}$.

RDC : $Q_{RDC} = 10.00 * 23.16 = 131.60 \text{ KN}$.

Tableau II.9 : Choix des sections des poteau central.

NIV	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)	a=b (cm)	Le choix
T	195.62	23.16	298.827	13.4458297	30×30
8	392.64	57.90	616.914	19.3192383	30×30
7	529.66	86.16	844.281	22.6006638	30×30
6	696.68	116.96	1115.958	25.983737	30×30

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

5	863.70	141.28	1377.915	28.8727999	30×30
4	1030.72	162.12	1634.652	31.4478053	35×35
3	1197.74	179.49	1886.184	33.7807833	35×35
2	1364.76	169.86	2097.216	35.6204391	40×40
1	1531.75	214.23	2389.2075	38.0193443	40×40
RDC	1698.80	231.60	2640.78	39.9708882	40×40

🔗 Vérification de la section du poteau le plus sollicité (Central) :

$$G = 1698.80 \text{ KN.}$$

$$Q = 231.60 \text{ KN.}$$

$$N_d = G + Q = 1930.40 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2640.78 \text{ KN.}$$

La section est 40×40.

➤ Vérification vis-à-vis du RPA99-V2003 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Où:

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_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$\vartheta = \frac{1930.40 * 10^3}{400 * 400 * 25} = 0.45 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CNV.}$$

On doit vérifier que la section est 50×50 :

$$\vartheta = \frac{1830.40 * 10^3}{500 * 500 * 25} = 0.29 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Vérification de la section de poteau :

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

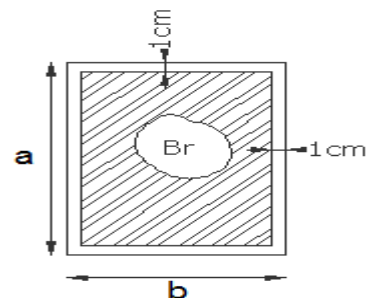
$$N_U \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$L_f = 0.7xL_0 = 0.7 x (3.06-0.40) = 1.862 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = 18.43 < 50.$$

Pas de risque de flambement.



CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.805 .$$

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}; A_{\min}^{\text{RBA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4U; 0.2\%B) = \max(8; 5) = 8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9\%B = 22.50 \text{ cm}^2.$$

$$A = 20.50 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) = 0.805 \left(\frac{230400 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{20.50 * 400}{1.15} \right) = 3434961.02 \text{ N}.$$

$$\bar{N} = 3434.96 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2640.78 \text{ KN} \leq \bar{N} = 3434.96 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

✚ Choix des sections des poteaux :

Choix final des sections des poteaux sont regroupées dans le tableau suivant : (Le choix selon le poteau central, le cas le plus défavorable).

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux.

Etages	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}
Section carrée (cm ²)	50×50	45×45	40×40

II.8. Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99-V2003, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99-V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des éléments linéaires », et « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

A partir de la hauteur d'étage courant $h_e = 3.06\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(306 - 40)}{20} = 13.30 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

II.9. Conclusion :

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires. Nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes :

✚ Poutres principales :	30x45 cm ²
✚ Poutres secondaires :	30x40 cm ²
✚ Poteaux du RDC et étage 1, 2 et 3 :	50x50 cm ²
✚ Poteaux des étages 4,5 et 6 :	45x45 cm ²
✚ Poteaux des étages 7,8 et 9 :	40x40 cm ²
✚ Epaisseur des volées :	20 cm
✚ Epaisseur des escaliers (voiles et paillasse) :	25 cm

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Etude du Plancher :

III.1.1. Introduction :

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

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

Les planchers de notre structure sont réalisés en corps creux de 20 cm d'épaisseur avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur, reposant sur des poutrelles qui seront disposées dans le sens transversal du bâtiment (sens de la plus petite portée).

III.1.2. Charge permanente et surcharge :

✚ Plancher étage terrasse (inaccessible) :

- ✓ $G = 6.88 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✚ Plancher étage courant :

- ✓ $G = 5.65 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

III.1.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS :

- ✓ $P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$
- ✓ $P_S = (G + Q) \times 0.65$

Tableau III.1: La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _U (KN/ml)	P _{sur} (KN/ml)
Etage terrasse	6.88	1	11.55	5.12
Etages courants	5.65	1.5	6.42	4.65

III.1.4. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on à 2 type de poutrelle :

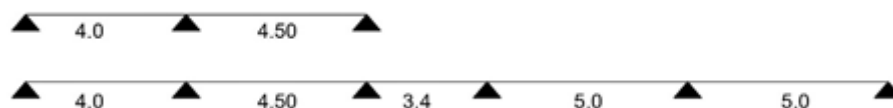


Figure III.1: Le type de plancher.

III.1.5. Méthode de calcul de poutrelles :

✚ Méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

- ✓ Condition d'application :

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

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

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((13.76 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C. V}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq (11.30 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C. V}$$

- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de le travée \rightarrow C. V

- ✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow C. V

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

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.00} = 1.50 \leq 1.25 \rightarrow \text{C. N. V}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on utilise la méthode de Caquot.

✚ Méthode de Caquot :

Pour déterminer toutes les sollicitations (M,T), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot (Méthode des 3 moments).

III.1.6. Etude du plancher :

✚ Etude du plancher terrasse (5 travées):

- ✓ L'E.L.U :



Figure III.2 : Diagramme du moment à L'ELU du plancher terrasse.



Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU du plancher terrasse.

- ✓ L'E.L.S :

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



Figure III.4 : Diagramme des moments à L'ELS du plancher terrasse.

✚ Etude du plancher étage courant (5 travée):

✓ L'E.L.U :



Figure III.5 : Diagramme du moment à L'ELU du plancher étage.



Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU du plancher étage.

✓ L'E.L.S :



Figure III.7 : Diagramme du moment à L'ELS du plancher étage.

III.1.7. Calcul du ferrailage des poutrelles :

✚ Moment maximum dans les planchers :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 21.72 \text{ KN.m} \\ M_a = -32.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t = 9.63 \text{ KN.m} \\ M_a = -14.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

✚ Caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 24 \text{ cm} \\ d = 22 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ Calcul des armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

✓ En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -32.62 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$, et calcul à la flexion simple.

✓ En travées :

$$M_t^{\text{max}} = 21.72 \text{ KN.m.}$$

Le moment fléchissant (M_{Tab}).

$$M_{\text{Tab}} = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 10^{-3} \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) = 73.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 21.72 \text{ KN.m} < M_{\text{Tab}} = 73.62 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$, et calculée à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau III.2 : Calcul des armatures longitudinales.

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	32.62	0.390	0.392	0.680	0.727	5.85
sur travée	21.72	0.048	0.392	0.062	0.975	2.90

✓ Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

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

$$\text{En appuis : } A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 0.32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 1.72 \text{ cm}^2.$$

✓ Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

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

$$\text{En appuis : } A'_{\text{min}} \geq 0,001 \times 12 \times 24 = 0.29 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1.65 \text{ cm}^2$.

- **Tableau récapitulatif du ferrailage :**

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

Tableau III.3 : Ferrailage longitudinal

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Appui	5.85	0.32	0.29	5.85	3HA16 = 6.03
Travée	2.90	1.72	1.65	2.90	2HA14 = 3.08

- **Vérification à l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable, la vérification ce fait comme suit :

Calcul de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - Y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

- ✓ **La vérification des contraintes en travée :**

$$M_{t \max} = 21.72 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en trouve :

$$32.5Y_1^2 + 46.2Y_1 - 693 = 0 \rightarrow Y_1 = 3.96 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.96}{22} = 0.18$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.18}{3} = 0.94$$

$$\sigma_s = \frac{21.72 \times 10^3}{3.08 \times 0.94 \times 22} = 341 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 21.72 \times 10^3}{0.18 \times 0.94 \times 22^2 \times 65} = 8.16 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 341 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_b = 8.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

✓ Vérification des contraintes en appuis :

$$M_{a \max} = 32.62 \text{ KN.m}$$

Après les calculs on trouve :

$$6Y_1^2 + 90.45Y_1 - 1989.9 = 0 \rightarrow Y_1 = 12.17 \text{ cm.}$$

$$\alpha_1 = \frac{12.17}{22} = 0.55$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.55}{3} = 0.81$$

$$\sigma_s = \frac{32.62 \times 10^3}{6.03 \times 0.81 \times 22} = 303.57 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 32.62 \times 10^3}{0.55 \times 0.81 \times 22^2 \times 12} = 14.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 303.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_b = 14.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL91 (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u^{\max} = 35.34 \text{ KN.}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{35340}{120 \times 220} = 1.33 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Diamètre minimale Φ : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h_t}{35} ; \varphi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(6.8; 16; 12)$$

$$\varphi_t \geq 8 \text{ mm. (RPA99V2003)}$$

Soit : $\varphi_t = 10 \text{ mm.}$

Donc on adopte des cadres $\Phi 8$ d'où : $A_t = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235.

✓ Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{1.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 76.86 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3K f_{t28})} \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 1.57 \times 235}{1.15 \times 12 (1.33 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 34.37 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

🔧 Dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8,423)

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

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE400 ; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

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

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2.$$

On adapte $5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ Espacement :

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 2.51/2 = 1.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte $5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ Espacement :

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

III.1.8. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{500} = 0.048 \geq \frac{21.72}{15 \times 36.09} = 0.040 \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.08}{65 \times 22} = 0.0021 \leq 0.0090 \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{500} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.9. Présentation du ferrailage :

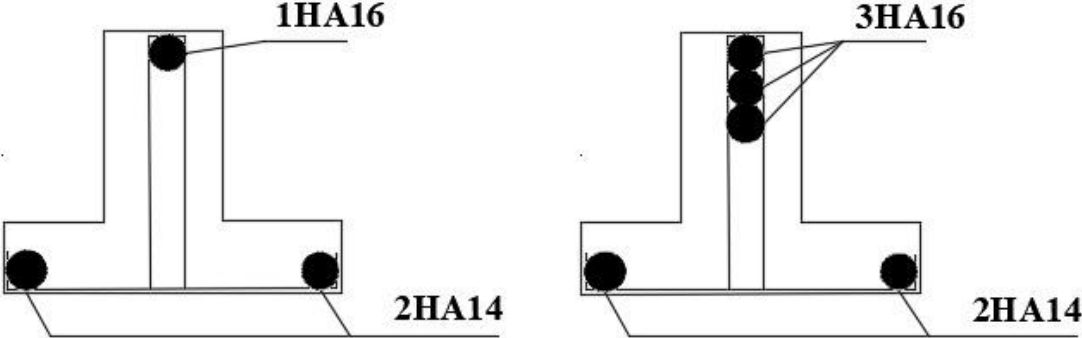


Figure III.8 : Ferrailage de la poutrelle.

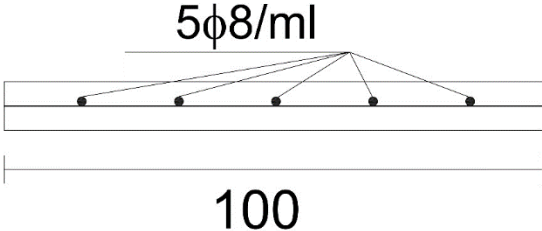


Figure III.9 : Ferrailage de la table de compression.

III.2. Etude de l'acrotère

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, formant une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation due à la main courante.

III.2.2. Surface :

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

III.2.3. Charges :

✚ Charges permanentes :

$$G = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

✚ Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale sollicitant l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3). Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage (2) se trouve dans la zone sismique III $\Rightarrow A = 0.25$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99V2003 : $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 214 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 214 = 171.20 \text{ daN/ml.}$$

$$171.20 \text{ daN/ml} > 100 \text{ daN/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $Q = F_p = 171.20 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q = 1.71 \text{ KN/ml.}$

III.2.4. Les sollicitations :

section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 1.71 \times 0.6 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$N = G = 2.14 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1.71 \text{ KN}$$

III.2.5. Combinaisons d'action :

- ELU (Combinaison Accidentelle) : (G + Q)

$$N_u = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_u = M = 1.03 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$T_u = T = 1.71 \text{ KN}$$

- **ELS : (G + Q)**

$$N_{\text{ser}} = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M = 1.03 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

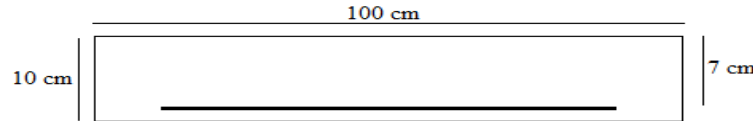


Figure III.10 : Section d'acrotère à ferrailer.

✚ Diamètre des barres : BAEL91 (A.7.2.1)

$$\phi_1 \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_1 \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t < \phi_1$$

On prend : $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ et $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

✚ Protection des armatures :

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures à partir de l'axe de l'armature est $c = 3 \text{ cm}$.

✚ Armatures longitudinales :

➤ ELU :

✓ Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.03}{2.14} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

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

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 1.03 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.07 \times 10^3}{18.48 \times 100 \times 7^2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{1.07 \times 10^3}{400 \times 7 \times 0.994} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

N est un effort de compression.

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_u = 0.38 - \frac{2.14 \times 10}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

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

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1.03}{2.14} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

✓ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1 = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 1.03 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.07 \times 10^3}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.018 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{1.07 \times 10^3}{201.63 \times 7 \times 0.993} = 0.76 \text{ cm}^2$$

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

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_{\text{ser}} = 0.76 - \frac{2.14 \times 10}{201.63} = 0.65 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

✚ Condition de non fragilité :

➤ Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_{\text{ser}} ; A_{\min}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✚ Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91 (B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_l = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures :

$$A_l = 5\text{HA8} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✚ Armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A_l = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ Espacement des armatures :

$$A_r = 4\text{HA8} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

✚ Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.71 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.024 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Présentation du ferrailage :

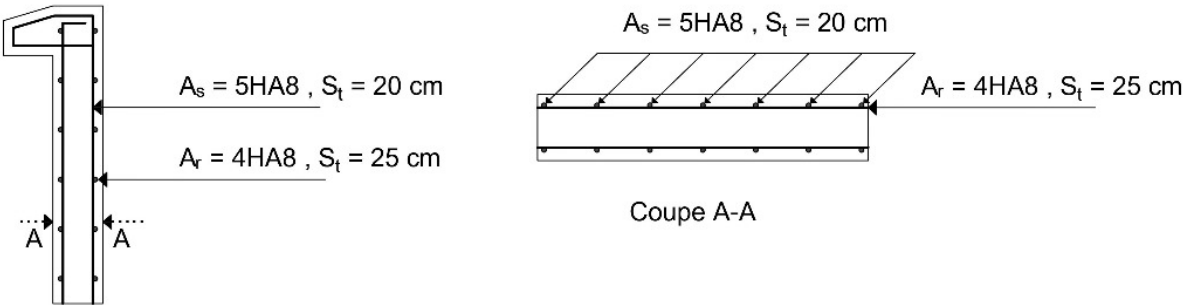


Figure III.11 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Introduction :

L'escalier permet l'accès aux différents niveaux de notre bâtiment, il est réalisé en béton armé coulé sur place, dans notre structure on a un seul type d'escalier de deux volées et palier de repos se trouve à mis étage.

III.3.2. Etude des escaliers :

Ce type d'escaliers est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

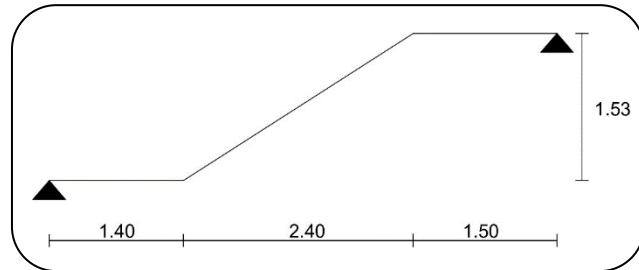


Figure III.12 : Schéma de d'escalier

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels 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.

III.3.3. Evaluation des charges :

➤ Volée (Paillasse) :

Tableau III.4 : Charge de la volée.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la palliasse	25	$1 \times 0.25 / \cos 32.52^\circ$	7.41
Poids propre du contre marche	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre	10	0.02×1	0.20
Lit de sable	18	0.02×1	0.36
Poids du garde-corps	1KN/ml	/	1.00
Charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		12.52
Surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.50

➤ Palier :

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau III.5 : Charge du palier.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre du palier	25	0.25 × 1	6.25
Carrelage	22	0.02 × 1	0.44
Mortier de pose	20	0.02 × 1	0.40
Enduit en plâtre	10	0.02 × 1	0.20
Lit de sable	18	0.02×1	0.36
Charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		7.65
Surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.50

III.3.4. Détermination des actions et sollicitations :

Tableau III.6 : Actions des escaliers.

Niveau	Q _u (KN/m)	Q _{ser} (KN/m)
Paillasse (q ₁)	20.65	15.02
Palier (q ₂)	14.07	10.15

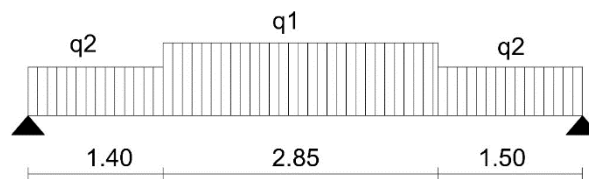


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier.

✚ Moments et efforts tranchants :

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_{\max}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_{\max}$

➤ ELU :

Moment isostatique : $M_{\max} = 71.98 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_{\max} = 47.70 \text{ KN}$

➤ ELS :

Moment isostatique : $M_{\max} = 52.18 \text{ KN.m}$

Tableau III.7 : Moments et efforts tranchants.

	M_{\max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	71.98	61.18	21.59	47.70
ELS	52.18	44.35	15.65	/

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.3.5. Calcul du ferrailage :

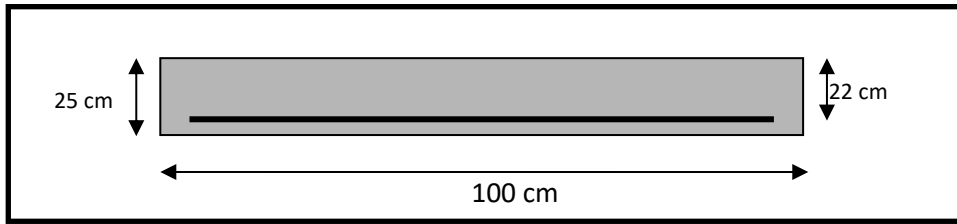


Figure III.14 : Section d'escalier à ferrailer.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$), et calcul à la flexion simple.

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; C_0 \geq 1$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 22 \text{ cm}$$

✚ Armatures longitudinales:

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau III.8 : Calcul de la section des armatures.

	Mu(KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_{calc} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	61.18	0.089	0.392	0.117	0.953	8.38
Appuis	21.59	0.013	0.392	0.039	0.984	2.86

➤ Conditions de non fragilité :

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

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2.50 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9 : Armatures longitudinales.

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	8.38	2.65	2.50	8.38	8HA12 = 9.04
Appuis	2.86	2.65	2.50	2.86	4HA12 = 4.52

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

➤ Vérification à l'ELS :

✓ La position de l'axe neutre (y_s) :

$$by_s^2 - 30A_s(d - y_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_s^3}{3} + 15A_s(d - y_s)^2$$

Tableau III.10 : Calcul des caractéristiques de section à l'ELS.

	Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	y _s (cm)	I (cm ⁴)
Travée	44.35	8.38	6.28	39318.55
Appuis	15.95	2.86	3.94	16031.18

✓ La contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_s$$

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

Tableau III.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	σ_b	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	7.08	C.V	265.97	C.V
Appuis	3.92	C.V	269.52	C.V

✚ Armatures de répartitions : $A_t = A_l / 4$

Tableau III.12 : Armatures de répartitions.

	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{t adp} (cm ²)
Travée	8.38	2.09	5HA8 = 2.51
Appuis	2.86	0.71	3HA8 = 1.50

✚ Espacement entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

➤ Armatures longitudinales :

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

- Travée: $S_t = \frac{100}{8} = 12.50 \text{ cm}$

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

➤ Armatures transversales :

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- Travée: $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$
- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{ cm}$

✚ Vérification de l'effort tranchant :

➤ Contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{47700}{1000 \times 220} = 0.21 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

III.3.6. Présentation ferrailage d'escalier :

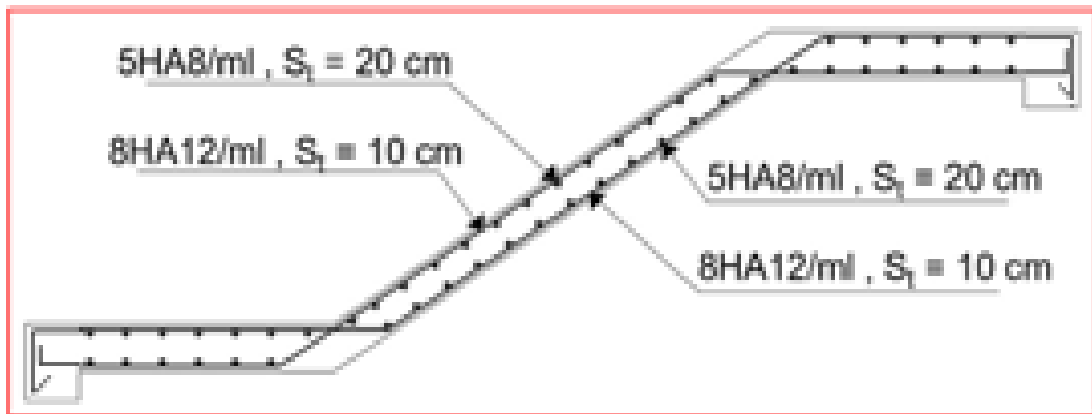
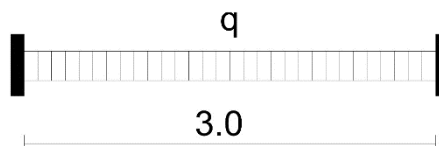


Figure III.15 : Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.3.7. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière 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 "R".



CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Figure III.16 : Schéma statique de la poutre palière.

✚ Prédimensionnement :

$$h \geq \left(\frac{L}{15} \div \frac{L}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{300}{15} \div \frac{300}{10} \right) \Rightarrow h \geq (20 \div 30)$$

On prend: $h = 30$ cm

$$b = (0.3 \div 0.6)h = (9 \div 18)$$

On prend: $b = 30$ cm

➤ Condition de RPA99-V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

✚ Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$R_u = 49.82 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ser} = 34.76 \text{ KN/ml}$$

Poids de mur :

$$g_m = G \times H_m = 3.64 \times 3.06 = 11.14 \text{ KN/ml}$$

✚ Calcul de la poutre à la flexion :

$$\text{ELU} : P_u = R_u + 1.35 \times (g_m + g)$$

$$\text{ELS} : P_s = R_{ser} + g_m + g$$

$$M_t = 0.85M_0 \quad ; \quad M_a = 0.3M_0 \quad ; \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad ; \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad ; \quad l = 4.20 \text{ m}$$

Tableau III.13 : Sollicitations de la poutre palière.

	P (KN /ml)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	Tu (KN)
ELU	67.89	76.36	22.92	64.93	101.83
ELS	48.15	54.17	16.25	46.04	/

✚ Calcul de ferrailage :

➤ ELU :

L'enrobage : $c = 3$ cm

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

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

✓ Armatures longitudinales :

Tableau III.14 : Armatures longitudinales.

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal}
Travée	64.93	0.209	0.297	0.881	7.84
Appui	22.92	0.074	0.096	0.961	2.54

➤ ELS :

- ✓ 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.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.15 : Vérification de contrainte.

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	64.93	46.04	1.410	0.297	0.455	CV
Appui	22.92	16.25	1.410	0.074	0.455	CV

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,90 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : RPA99V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \cdot b \cdot h = 6,00 \text{ cm}^2$$

Tableau III.16 : Armatures longitudinales maximales.

	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	7.84	0.97	0.90	4.50	7.84
Appui	2.54	0.97	0.90	4.50	4.50

➤ Choix des armatures :

En travée : $A = 7.84 \text{ cm}^2$ soit : 3HA14+3HA12= 8.01 cm^2

En appui : $A = 4.50 \text{ cm}^2$ soit : 3HA14= 4.59 cm^2

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{101830}{300 \times 270} = 1.25 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Armatures transversales : RPA99V2003 (7.5.2.2)**

$$A_t = 0.003Sb$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) = \text{Min}(7.5\text{cm} ; 16.8\text{cm}) = 5 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 5 \times 30 = 0.45 \text{ cm}^2.$$

On adopte $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 5 \text{ cm}$.

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 10 \text{ cm}$.

✚ **Calcul de la poutre à la torsion :**

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

$$T_u = Ma \text{ (Escalier)} = 21.59 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion maximal :

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 51.59 \times \frac{3.00}{2} = 77.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification du béton :**

✓ **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)**

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

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 51590 \text{ N.m}$)

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

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{51590}{2 \times 625 \times 5} = 0.82 \text{ MPa}$$

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (1.25)^2 + (0.82)^2 = 2.24$$

$$(\bar{\tau}_{ultim})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$$2.24 \leq 6.25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{100 \times 77380}{2 \times 625 \times 348} = 7.78 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.17 : Armatures longitudinales adoptées.

	Flexion	Torsion	A _{adop} (cm ²)
Travée	7.84	7.78	3HA14 + 3HA12 = 8.01
Appuis	4.50	7.78	3HA14 + 3HA12 = 8.01

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{77.38 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 348} = 0.017 \text{ cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm.

Soit : A_t = 4∅ 8 = 2.01 cm². On prend les armatures transversales

Calcul à la flexion.

✚ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.01 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.01 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{30 \times 27} = 0.0098 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

Donc la flèche est vérifiée.

III.3.8. Ferrailage de la poutre palière :

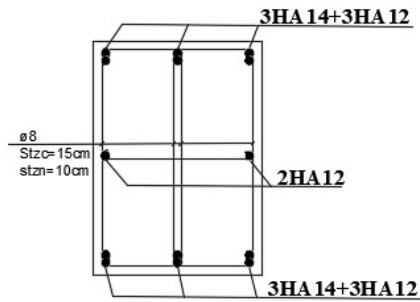


Figure III.17 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.4. Dalle pleine

✚ Evaluation des charges :

$$G_{\max} = 7.28 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\max} = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = \rho \times e \times h = 13 \times 0.1 \times 1.2 = 1.56 \text{ KN/m}$$

✚ Calcul des sollicitations

$$M_G = \frac{-G \times L^2}{2} = \frac{-7.28 \times 1.40^2}{2} = -7.13 \text{ KN.m} , V_G = G \times L = 7.28 \times 1.40 = 10.19 \text{ KN}$$

$$M_Q = \frac{-Q \times L^2}{2} = \frac{-3.50 \times 1.40^2}{2} = -3.43 \text{ KN.m} , V_Q = Q \times L = 3.50 \times 1.40 = 4.90 \text{ KN}$$

$$M_P = -P_{\text{mur}} \times L = -1.56 \times 1.5 = -2.34 \text{ KN.m} , V_P = P_{\text{mur}} = 1.56 \text{ KN}$$

➤ ELU :

$$M_U = 1.35(M_G + M_P) + 1.5(M_Q) = -17.93 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 1.35(V_G + V_P) + 1.5(V_Q) = 23.21 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$M_S = M_G + M_P + M_Q = -12.9 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul du ferrailage à la flexion :

Tableau III.18 : Sollicitations.

	M(KN.m)	Tu (KN)
ELU	17.93	23.21
ELS	12.9	/

➤ ELU :

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$b = 100 \text{ cm}$

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

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

✓ Armatures longitudinales :

Tableau III.19 : Armatures longitudinales.

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal}
Appui	17.93	0.878	0.115	0.954	4.5

➤ ELS :

- ✓ 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.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.15 : Vérification de contrainte.

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	17.93	12.9	1.389	0.115	0.444	CV

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.17 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : RPA99-V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \cdot b \cdot h = 7.5 \text{ cm}^2$$

Tableau III.16 : Armatures longitudinale maximales

	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Appui	4.5	0.17	1.5	7.5	7.5

➤ Choix des armatures :

En appui : $A = 7.5 \text{ cm}^2$ soit : 5HA14 = 7.65 cm²

St = 15 cm.²

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{23210}{1000 \times 120} = 0.19 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

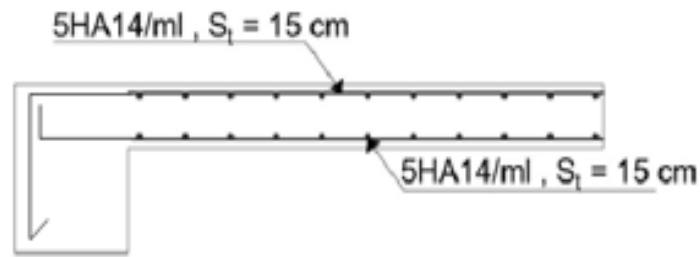


Figure III.18 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été question de calculer les éléments secondaires qui ne participent pas directement au contreventement de la structure. Ainsi, l'étude et le ferrailage de la poutrelle, de la dalle pleine et de l'escalier ont été réalisés en considérant la flexion simple. Nous nous sommes également penchés sur l'acrotère, qui a fait l'objet d'une étude en flexion composée, avec l'adoption d'un ferrailage approprié.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées, Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, Il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, Afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, D'où l'apparition de la construction parasismique, Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes RPA99 – Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

✚ Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques 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.

✚ Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode. Il est recherché pour chaque mode de vibration. Le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✚ Méthode d'analyse par l'accélérogramme:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage :

✚ Centre de gravité de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de la masse de chaque élément de la structure (acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

✚ Centre de gravité de rigidité :

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après avec :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

✚ Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité de la masse et le centre de Torsion. Donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

Tableaux IV.7 : Caractéristiques massiques

Plancher	W _{étage} (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _C (m)	Y _C (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
2	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
3	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
4	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
5	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
6	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
7	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
8	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
9	34477.80	8.31	9.99	8.55	10.08	0.24	0.09
10	34477.80	8.26	10.05	8.57	10.08	0.31	0.03
Somme	344778.00						

IV.5. L'excentricité accidentelle : RPA99-V2003 (4.3.7)

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.

$$\text{Sens X : } e_{\text{accx}} = 0.05 \times 21.50 = 1.08 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxx}} = 0.31 \text{ m} < e_{\text{accx}} \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sens Y : } e_{\text{accy}} = 0.05 \times 22.10 = 1.11 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxy}} = 0.09 \text{ m} < e_{\text{accy}} \dots \dots \text{CV}$$

IV.6. Calcul des actions sismiques :

✚ Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan. Sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides. Elles sont représentées par un modèle tridimensionnel. Encasté à la base et où les

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés.

- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

✚ Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

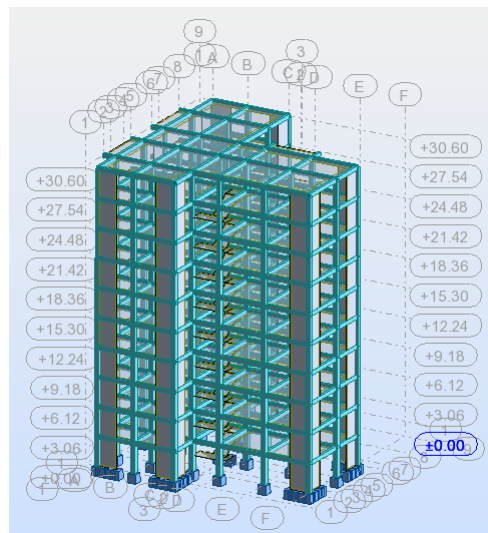


Figure IV.3 : La modélisation de la structure sur le Robot.

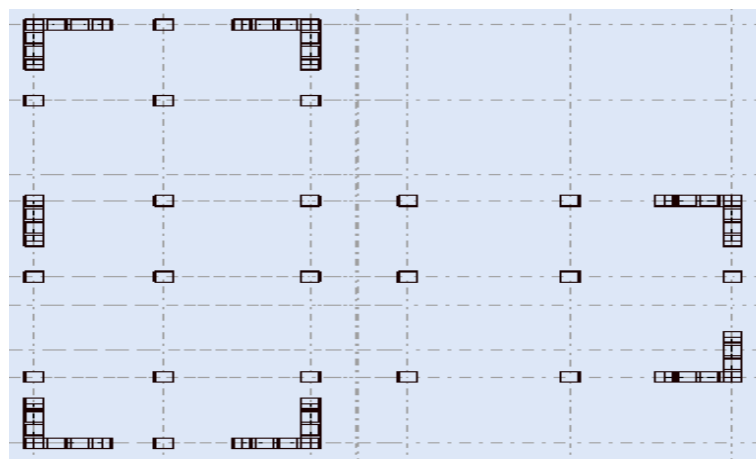


Figure IV.4 : Disposition des voiles.

✚ La méthode statique équivalente :

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

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

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

V : Effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99-V2003 (tableau 4.1).

Pour notre structure on a la zone III groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0.25$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T_2)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99-V 2003.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99-V2003.

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{d} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\rightarrow h_N = 30.60 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau (4.6).

$$\rightarrow C_T = 0.050$$

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\rightarrow d_x = 21.50 \text{ m}$$

$$\rightarrow d_y = 22.10 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.050 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 > 0.7$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.50/0.65)^{2/3} = 1.85$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

$\beta = 0.20$. RPA99V2003 (tableau 4.5)

$$\rightarrow W = 344778.00 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V = 38270.35 \text{ KN.}$$

✚ Détermination des paramètres du spectre de réponse:

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

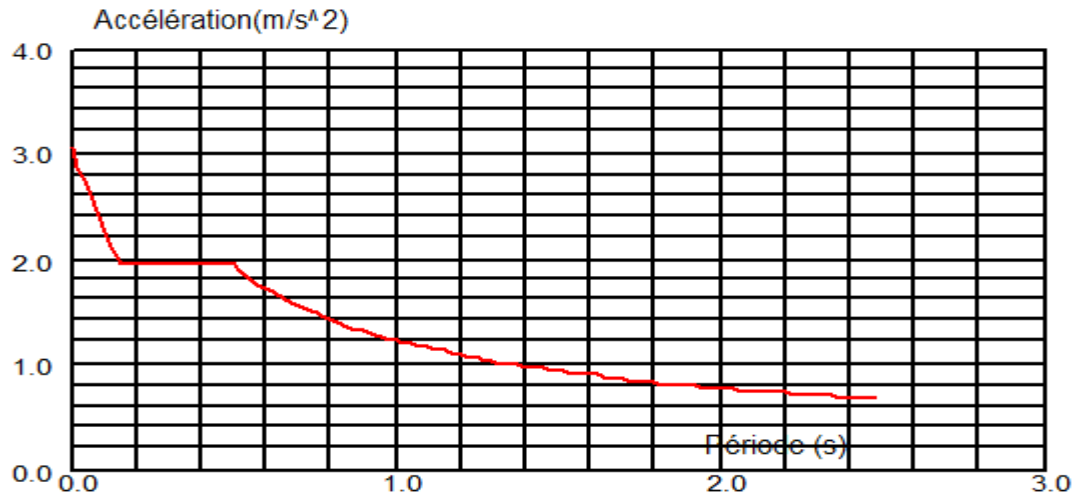


Figure IV.5 :

Spectre de réponse.

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

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique. Associée à la catégorie du site.

$T_1 = 0.15 \text{ s}$. RPA99-V2003 (tableau 4.7)

$T_2 = 0.50 \text{ s}$. RPA99-V2003 (tableau 4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement. (Quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique de la structure.

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

A : Coefficient d'accélération de zone fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure étudiée est classée dans la zone III et de groupe (2). Donc :

$A = 0.25$. **RPA99-V2003 (tableau 4-1)**

R : Coefficient donné en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement est : Mixte.

Donc :

$R = 5$. **RPA99V2003 (tableau 4-3)**

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfaite ou non.

$\sum_{1}^{6} P_q = 0.20$. **RPA99-V2003 (tableau 4-4)**

$$\rightarrow Q = 1.20$$

IV.7. Nombre de modes à considérer : RPA99-V2003 (4.3.4)

- ✚ 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 modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations des réponses totales de la structure.
 - Le minimum des modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- ✚ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion. Le nombre minimal de modes (K) à doit être tel que :

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

IV.8. Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport suivant :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

Avec : $T_i \leq T_j$

- ✚ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres.

La réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_1^K E_i^2}$$

- ✚ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 . La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_3^K E_i^2}$$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considérée.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : Nombre des modes retenus.

IV.9. Comportement de structure :

Tableaux IV.8 : Comportement de structure.

Mode	Période (s)	U _{Xcum} %	U _{Ycum} %	U _X %	U _Y %
1	0.90	70.53	0.78	70.53	0.78
2	0.81	71.56	69.92	1.03	69.14
3	0.60	72.16	71.29	0.60	1.37
4	0.26	86.00	71.35	13.84	0.06
5	0.23	86.06	86.18	0.06	14.83
6	0.17	86.14	86.49	0.08	0.32
7	0.13	91.92	86.50	5.79	0.01
8	0.11	91.93	92.18	0.01	5.68
9	0.09	92.05	92.19	0.11	0.01
10	0.09	92.60	92.22	0.55	0.03

➤ Interprétation :

Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe x.

Le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe y.

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot :

Tableaux IV.9 : Résultante des forces sismiques.

Ex (KN)	Ey (KN)
28728.35	30537.19

✚ D'après le RPA99-V2003 (4.3.6) :

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

Tableaux IV.10 : Vérification de l'étude sismique.

Sens	E (KN)	V (KN)	80%V (KN)	$E \geq 80\%V$
X	28728.35	38270.35	30616.28	CNV
Y	30537.19	38270.35	30616.28	CNV

Si $E < 0.8V$ il faudra augmenter tous les paramètres des réponses (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0.8V/E$.

IV.11. Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99-V2003 (4.2.4)

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableaux IV.11 : Vérification de période fondamentale de la structure.

T_{Robot} (s)	T (s)	1.30T (s)	$T_{Robot} \leq 1.30T$
0.90	0.65	0.85	CNV

On a :

$$T_k = 0.09 \text{ s} < 0.20 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

IV.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre. Outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

✚ Interaction verticale :

Tableaux IV.12 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

Étage	Np (KN)	Nv (KN)	Ntotal (KN)	Nv/Ntotal	Nv/Ntotal ≤20%
RDC	39654.77	8798.38	48453.15	0.18	CV
1	35437.77	7770.78	43208.55	0.18	CV
2	31240.69	6984.19	38224.88	0.18	CV
3	27104.93	6151.57	33256.50	0.18	CV
4	22690.77	5564.83	28255.60	0.20	CV
5	18716.99	4706.96	23423.95	0.20	CV
6	14913.78	3721.11	18634.89	0.20	CV
7	10952.83	2886.70	13839.53	0.20	CV
8	7284.34	1885.91	9170.25	0.20	CV
9	3849.91	790.44	4640.35	0.17	CV

✚ Interaction horizontale :

➤ Suivant X :

Tableaux IV.13 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x).

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	1384.63	2623.77	4008.4	34.54	CV
1	1245.14	2705.49	3950.63	31.52	CV
2	1475.85	2322.27	3798.12	38.86	CV
3	1649.16	1921.12	3570.28	46.19	CV
4	1425.64	1864.23	3289.87	43.33	CV
5	1398.73	1556.57	2955.3	47.33	CV
6	1342.92	1215.3	2558.22	52.49	CV
7	970.93	1135.07	2106	46.10	CV
8	854.06	723.27	1577.33	54.15	CV
9	850.78	63.42	914.2	93.06	CV

➤ Suivant Y :

Tableaux IV.14 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal (%)	Vp/Vtotal ≥25%
RDC	1459.53	2798.03	4257.56	34.28	CV
1	1328.47	2867.71	4196.18	31.66	CV
2	1550.84	2484.89	4035.73	38.43	CV
3	1719.22	2077.12	3796.34	45.29	CV
4	1474.68	2026.85	3501.53	42.12	CV

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

5	1457.79	1690.26	3148.05	46.31	CV
6	1412.52	1312.98	2725.5	51.83	CV
7	1019.68	1221.5	2241.18	45.50	CV
8	909.73	762.33	1672.06	54.41	CV
9	886.99	76.05	963.04	92.10	CV

IV.13. Vérifications et justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. **RPA99-V2003 (5.10)**

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

✚ Suivant X :

Tableaux IV.15 : Vérification de la déformation dans chaque étage - suivant X.

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0.1	0.5	0.5	3.06	CV
1	0.3	1.5	1	3.06	CV
2	0.5	2.5	1	3.06	CV
3	0.7	3.5	1	3.06	CV
4	1	5	1.5	3.06	CV
5	1.3	6.5	1.5	3.06	CV
6	1.5	7.5	1	3.06	CV
7	1.8	9	1.5	3.06	CV
8	2	10	1	3.06	CV
9	2.2	11	1	3.06	CV

✚ Suivant Y :

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

Tableaux IV.16 : Vérification de la déformation dans chaque étage - suivant Y.

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0.1	0.5	0.5	3.06	CV
1	0.3	1.5	1	3.06	CV
2	0.6	3	1.5	3.06	CV
3	0.9	4.5	1.5	3.06	CV
4	1.3	6.5	2	3.06	CV
5	1.6	8	1.5	3.06	CV
6	1.9	9.5	1.5	3.06	CV
7	2.1	10.5	1	3.06	CV
8	2.4	12	1.5	3.06	CV
9	2.6	13	1	3.06	CV

IV.14. Justification 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 : **RPA99-V2003 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

✚ **Suivant X :**

Tableaux IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Étage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	34271.99	0.5	4008.40	3.06	0.03	CV
1	30531.92	1	3950.63	3.06	0.05	CV
2	27043.30	1	3798.12	3.06	0.04	CV
3	23554.68	1	3570.28	3.06	0.04	CV

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

4	20103.05	1.5	3289.87	3.06	0.06	CV
5	16710.70	1.5	2955.30	3.06	0.05	CV
6	13318.34	1	2558.22	3.06	0.03	CV
7	9959.08	1.5	2106.00	3.06	0.04	CV
8	6652.86	1	1577.33	3.06	0.03	CV
9	3414.56	1	914.20	3.06	0.02	CV

➤ Suivant Y :

Tableaux IV.18 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).

Étage	P _k (KN)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	Vérification
RDC	34271.99	0.5	4257.56	3.06	0.02	CV
1	30531.92	1	4196.18	3.06	0.04	CV
2	27043.30	1.5	4035.73	3.06	0.06	CV
3	23554.68	1.5	3796.34	3.06	0.06	CV
4	20103.05	2	3501.53	3.06	0.07	CV
5	16710.70	1.5	3148.06	3.06	0.05	CV
6	13318.34	1.5	2725.51	3.06	0.04	CV
7	9959.08	1	2241.18	3.06	0.03	CV
8	6652.86	1.5	1672.06	3.06	0.04	CV
9	3414.56	1	963.04	3.06	0.02	CV

IV.15. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.50$$

M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

M_r: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

✚ Sens longitudinal (X-X) :

Tableaux IV.19 : Vérification de l'équilibre d'ensemble - sens longitudinal.

Étage	F _x (KN)	F _i (KN)	h _i (m)	F _i *h _i (KN.m)
RDC	4008.40	1735.53	3.06	5310.72
1	3950.63	2272.87	33.66	76504.80
2	3798.12	1677.76	64.26	107812.86
3	3570.28	2120.36	94.86	201137.35
4	3289.87	1449.92	125.46	181906.96
5	2955.30	1839.95	156.06	287142.60
6	2558.22	1115.35	186.66	208191.23
7	2106.00	1442.87	217.26	313477.94
8	1577.33	663.13	247.86	164363.40
9	914.20	914.20	278.46	254568.13
Mr_x (KN.m)				1800415.99

➤ Vérification :

$$M_s = 344778.00 \times 21.50/2 = 145631.43 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{3706363.50}{1800415.99} = 2.06 \geq 1.50 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ Sens transversal (Y-Y) :

Tableaux IV.20 : Vérification de l'équilibre d'ensemble - sens transversal.

Étage	F _y (KN)	F _i (KN)	h _i (m)	F _i *h _i (KN.m)
RDC	4257.56	1847.59	3.06	5653.63
1	4196.18	2409.97	33.66	81119.59
2	4035.73	1786.21	64.26	114781.85
3	3796.34	2249.52	94.86	213389.47
4	3501.53	1546.82	125.46	194064.04
5	3148.06	1954.71	156.06	305052.04
6	2725.51	1193.35	186.66	222750.71
7	2241.18	1532.16	217.26	332877.08
8	1672.06	709.02	247.86	175737.70
9	963.04	963.04	278.46	268168.12
M_r_y (KN.m)				1913594.23

➤ Vérification :

$$M_s = 344778.00 \times 22.10/2 = 3809796.90 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{3809796.90}{1913594.23} = 1.99 \geq 1.50 \dots \dots \dots CV$$

IV.16. Conclusion :

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V:
Ferrailage des éléments
résistants

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1. Introduction :

Les 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 » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

Cas 1 : $N_{\max}; M_{\text{cor}}$

Cas 2 : $M_{\max}; N_{\text{cor}}$

V.1.2. Combinaisons d'actions :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

✚ Selon RPA 99-V2003 (Situation accidentelle) :

$0.8G \pm E$

$G + Q + E$

V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\varphi)}{10^4h}$$

$$e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée « $\varphi = 2$ ».

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1.4. Recommandations des règlements :

✚ Selon RPA99-V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.9% (zone III).
- Le pourcentage maximum est de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (zone III).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

✚ Selon CBA93 :

$$A_{\min} = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{cases}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.1.5. Étude des poteaux de RDC (50×50) cm² :

Tableau V.1 : Sollicitation des poteaux.

	Combinations	N (KN)	M (KN.m)
1 ^{er} Cas	ELU	2786.97	15.38
2 ^{ème} Cas	ACC	2317.69	101.50

✚ Les armatures longitudinales :

➤ 1^{er} Cas : (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 2786.97 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 15.38 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15.38}{2786.97} = 0.55 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{50}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

$$e = 0.55 \text{ cm} < \frac{a}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ ELU :

$$A_{\text{su1}} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2789.97 \times 10^{-3} - 0.50 \times 0.50 \times 14.17}{348} = -21.65 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{\text{su1}} = 0 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

✓ **ELS :**

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **2^{ème} Cas :** (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 2317.69 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 101.50 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{101.50}{2317.69} = 4.37 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{50}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

$$e = 4.37 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2317.69 \times 10^3 \times 4.37 \times 10}{500 \times 450^2 \times 14.17} = 0.071$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.092$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2317.69 \times 10^3 \times 4.37 \times 10}{0.963 \times 450 \times 348 \times 100} = 6.71 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 6.71 - \frac{2317.69 \times 10^3}{348 \times 100} = -59.89 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.72 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{s\text{min}} = \max(4u; 0.2\%B) = 8.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{max}} \leq 5\%B = 125.00 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$A_{s\text{min}} = 0.9\%B = 22.50 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\text{max}} = 3\%B = 75.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{s\text{max}} = 6\%B = 150.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

➤ **Ferraillage adopté :**

$$A_s = \max(A_{su1}; A_{su2}; \max A_{s\text{min}}) = 22.50 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 12\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

✚ Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

- Selon CBA93,
- Si la fissuration est préjudiciable :
- La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.20 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 2.86 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.

Situation	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Durable	160.58	0.71	2.20	CV
Accidentelle	378.43	1.68	2.86	CV

✚ Armatures transversales :

D'après le RPA99-V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm.}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi \right)$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t \geq 0.3\% t b_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tableau V.3 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.

Zone	T _{max} (KN)	ρ _a	t (cm)	A _t calcul (cm ²)	A _t choisie (cm ²)
ZN	378.43	2.50	10	1.05	4φ10 = 3.14
ZC			15	1.57	4φ10 = 3.14

Longueur de recouvrement : (RPA99-V2003)

$$L_r = 50\varphi_L = 80 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale :

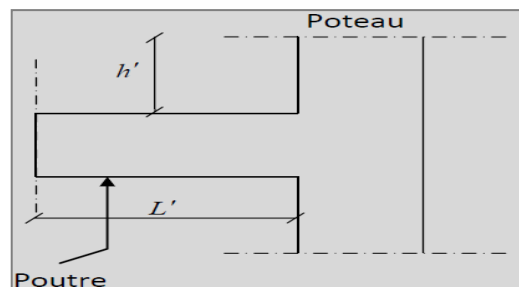


Figure V.1 : Schéma de la zone nodale.

$$L' = 2h_{\text{poutre}}$$

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm.}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

V.1.6. Recommandations pour les poteaux de 45×45 :

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.23 \text{ cm}^2.$$

✚ Selon le BAEL91 :

$$A_{\text{smin}} = \max(4u ; 0.2\%B) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{smax}} \leq 5\%B = 101.25 \text{ cm}^2.$$

✚ Selon le RPA99-V2003 :

$$A_{\text{smin}} = 0.9\%B = 18.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{smax}} = 3\%B = 60.75 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{\text{smax}} = 6\%B = 121.5 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

✚ Ferrailage adopté :

$$A_s = \max(A_{\text{su1}} ; A_{\text{su2}} ; \max A_{\text{smin}}) = 18.23 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 12\text{HA}14 = 18.36 \text{ cm}^2.$$

V.1.7. Recommandations pour les poteaux de 40×40 :

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.79 \text{ cm}^2.$$

✚ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{smin} = \max (4u; 0.2\%B) = 6.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} \leq 5\%B = 80.00 \text{ cm}^2.$$

✚ **Selon le RPA99-V2003 :**

$$A_{smin} = 0.9\%B = 14.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 3\%B = 48.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 96.00 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

✚ **Ferraillage adopté :**

$$A_s = \max (A_{su1} ; A_{su2} ; \max A_{smin}) = 14.4 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 12\text{HA}14 = 18.36 \text{ cm}^2.$$

V.1.8. Ferraillage des poteaux :

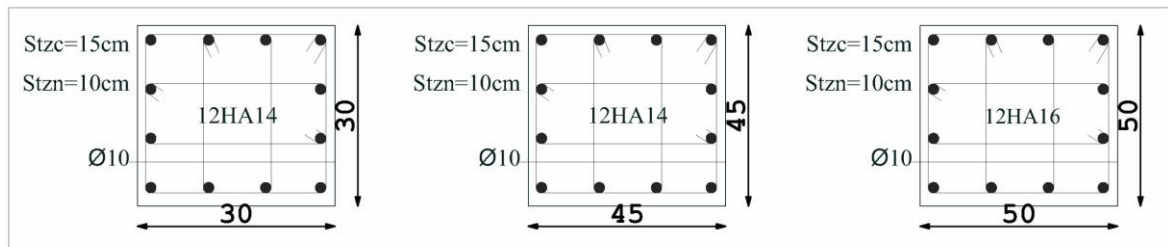


Figure V.2 : Schémas des ferrailage des poteaux

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumises à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

V.2.2. Combinaisons d'actions :

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

✚ **Selon BAEL 91 :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

Tableau V.4 : Sollicitation moment de flexion des poutres.

	PP		PS	
	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)
ELU	146.04	88.34	116.10	75.10
ACC	323.16	317.77	304.97	317.34
ELS	106.04	64.23	84.75	54.74

V.2.3. Recommandations des règlements : (RPA99V2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.4. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU :

Tableau V.5 : Résultats du ferrailage.

Éléments	Section	Position	M _u	A _{cal}	ARPA	A _s adopté	Choix des barres
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
PP	30*45	Appui	146.04	11.22	6.75	12.06	6HA16
		Travée	88.34	6.45		7.65	5HA14
PS	30*40	Appui	116.10	8.68	6.00	9.18	6HA14
		Travée	75.10	5.43		5.65	5HA12

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe de la vérification des contraintes à la limite de service. La sollicitation les plus défavorables (M_{ser}) selon les règles BAEL.

✚ La contrainte du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✚ La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de l'acier et du béton.

Éléments	Position	M _{ser}	A _s adopté	σ _b	σ _b ≤ σ̄ _b	σ _s	σ _s ≤ σ̄ _s
		(KN.m)	(cm ²)	(MPa)		(MPa)	
PP	Appui	106.04	12.06	3.48	C.V	242.60	C.V
	Travée	64.23	7.65	3.12	C.V	258.15	C.V
PS	Appui	84.75	9.18	3.98	C.V	286.71	C.V
	Travée	54.74	5.65	4.92	C.V	293.32	C.V

V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

Éléments	V _u	τ _u	τ̄ _u	τ _u ≤ τ̄ _u
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	160.58	1.27	4.35	C.V
PS	73.79	0.66	4.35	C.V

V.2.7. Calcul des armatures transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✚ D'après RPA99V2003 (7.5.2.2) :

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Sections d'armatures transversales des poutres.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Éléments	τ_u (MPa)	RPA99V2003			S _t et A _t adopté		
		S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t	S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t
		(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)
PP	1.27	10.5	21	1.35	10	15	4φ8=2.01
PS	0.66	10.25	18.5	1.35	10	15	4φ8=2.01

V.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

Où K : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend K = 0.80.

Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres.

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	M _t /10M ₀	A/(b ₀ d)	4.2/f _e	Vérification
PP	30×45	5.30	0.085	0.06	0.08	0.006	0.01	CV
PS	30×40	5.00	0.080	0.06	0.08	0.005	0.01	CV

V.2.9. Schémas du ferrailage :

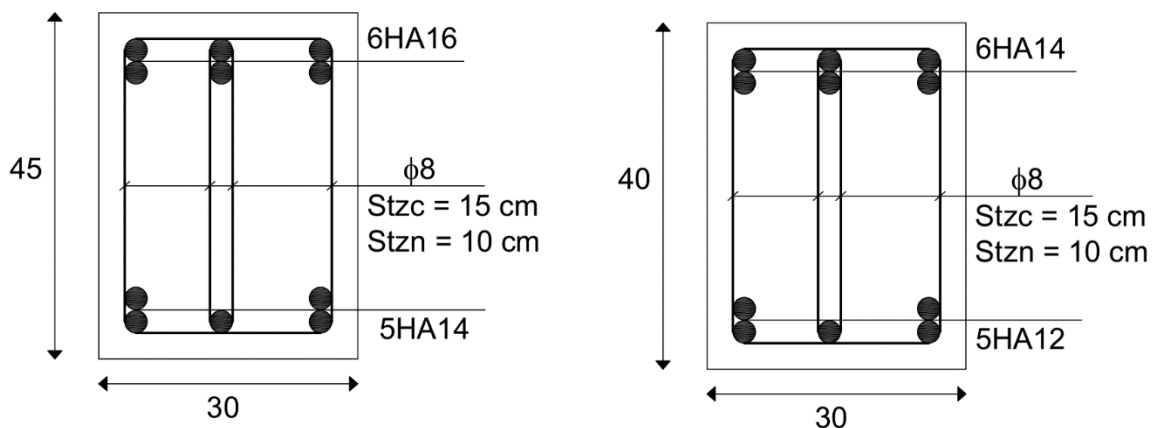


Figure V.4 : Schémas du ferrailage de la poutre principale et la poutre secondaire.

V.3. Ferrailage des voiles

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé 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.3.2. Combinaison :

Selon RPA99-V2003 les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

✚ Prescriptions imposées par RPA99-V2003 :

✓ Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99-V2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15%
 - En zone courante égale à : 0,10%

✓ Ferrailage horizontal:

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10ϕ .

✚ Principe de calcul :

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99-V2003.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

A : Section du voile.

M : Moment fléchissant appliqué.

I : Moment d'inertie.

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

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

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

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

2^{eme} cas :

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

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_V par la section minimale exigée par le RPA99V2003.

- Si : $A_V < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_V > A_{\min}$, on ferraille avec A_V .

3^{eme} cas :

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

V.3.3. Étude des voiles :

L'élément plus sollicitée (Voile de RDC) :

$$A = 0.15 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.013 \text{ m}^4.$$

$$V = 0.5 \text{ m}.$$

$$M_u = 15.38 \text{ KN.m}.$$

$$N_u = 2786.97 \text{ KN}.$$

✚ **Détermination des contraintes :**

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{1786.97 \times 10^{-3}}{0.15} + \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.013} \times 0.5 = 12.50 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{1786.97 \times 10^{-3}}{0.15} - \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.013} \times 0.5 = 11.32 \text{ MPa} > 0$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99-V2003.

✚ Calcul des armatures verticales : (RPA99-V2003)

$$A_{V\min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15 \div 100 \times 15 \times 306 = 6.89 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des armatures verticales : $A_{SV} = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.65 \text{ cm}^2.$

✚ Espacement :

➤ Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

➤ Selon le RPA99-V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) = \min(22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement :

✓ En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}.$

✓ En zone d'about : $S_t/2 = 10\text{cm}.$

✚ Calcul des armatures horizontales : (RPA99-V2003)

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{H\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.20 \div 100 \times 15 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des d'armatures horizontales : $A_{SH} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 4.00 \text{ cm}^2.$

✚ Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99V2003 (7.7.4.3), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4 épingles/m² au moins.

Donc on prend : $A_T = 4\phi 8$ par m².

V.3.4. Schéma de ferrailage :

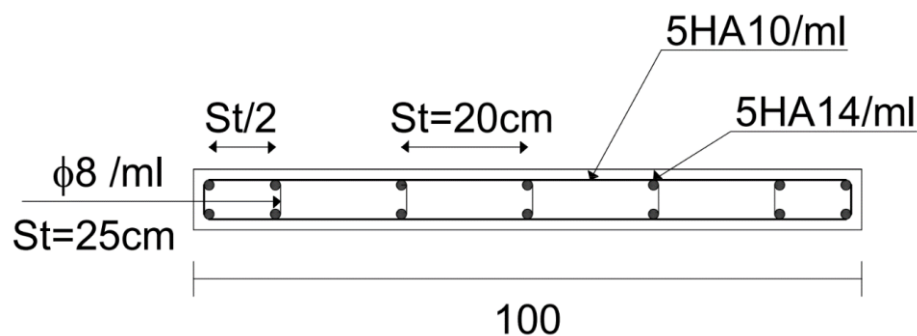


Figure V.7 : Schéma du ferrailage des voiles.

V.4. Conclusion :

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferraillement minimal édicté par les Règles Parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99-Version 2003 sont souvent importantes pour favoriser la sécurité et l'économie.

Chapitre VI :
Etude des fondations

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

➤ VII.1. Etudes des fondations.

➤ VII .1.1 : Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

➤ VII.1.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

➤ VII .1.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

➤ VII.1.4. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+Q±E) pour la vérification.

➤ VII.1.5. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone III les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bars}$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (meuble).
- Ancrage des fondations : $d = 1.5 \text{ m}$.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

➤ VII.1.6. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50\%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50\%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et des voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 38551.36 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{38551.36}{180} = 214.17 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : $S_b = 308.75 \text{ m}^2$

➤ Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{214.17}{308.75} = 0.69 = 69\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 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.

➤ VII.2. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ VII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- **Dalle** : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$$L_{max} = 5.30 \text{ m (longueur maximale entre axes des poteaux)}$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Donc : $h > 26.5 \text{ cm}$

- **Nervure** : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Donc : $h > 53 \text{ cm}$.

- b) **Condition d'épaisseur minimale** :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- c) **Condition de rigidité** :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi L_e}{2}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/mm}^2$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4100 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5.70 \text{ m} , \quad E = 3216420 \text{ t/m}^2 , \quad K = 4100 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.73 \text{ m}$$

- **Conclusion** :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(73 \text{ cm}, 25 \text{ cm}, 50 \text{ cm})$$

- On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.

✚ **Remarque** :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 80 \text{ cm}$ la poutre

$h = 50 \text{ cm}$ Dalle

$b = 40 \text{ cm}$ Largeur de la poutre

➤ VII.2.2. Détermination des efforts :

$$\text{ELU : } N_u = 52846.72 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 38551.36 \text{ KN}$$

➤ VII.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{- ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52846.72}{180} = 313.59 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38551.36}{180} = 214.17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 308.75 \text{ m}^2 < \max(S_1; S_2) = 313.59 \text{ m}^2$$

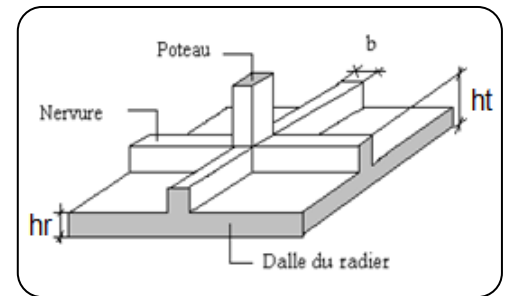


Figure VII. 4: Schéma représente la semelle du radier.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : Surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_y : Longueur en plan (22.10 m)

L_x : Largeur en plan (21.50 m)

➤ Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où : } h_n = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0.5 m ; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 308.75 + 0.5 \times 2(22.10 + 21.50) = 352.35 \text{ m}^2$$

➤ VII.3. Vérifications nécessaires :

➤ VII.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{52846.72 \times 1}{352.35} \times \frac{5.30}{2} = 397.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{397.45 \times 10^3}{1000 \times 720} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ VII.4. Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- 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 BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

$$\text{coefficient de POISSON et du rapport : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

➤ VII.4.1. Méthodes de calcul :

- 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 : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = I_x / I_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés 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 :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$	$M_{tx} = 0.75 M_x$
	$M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VII. 11 : Résumé des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ VII.4.2. Evaluation des charges :

➤ Poids du radier :

✓ ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{52846.72}{352.35} = 149.98 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS:

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{38551.36}{352.35} = 109.41 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.00×5.30) m².

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.0}{5.3} = 0.94 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **l'ELU** : $\nu = 0$; $q_u = 149.98 \text{ KN/ml}$; $\mu_x = 0.0419$; $\mu_y = 0.8661$
- **l'ELS** : $\nu = 0.2$; $q_{\text{ser}} = 109.41 \text{ KN/ml}$; $\mu_x = 0.0491$; $\mu_y = 0.9087$

➤ VII.4.3. Calcul des moments fléchissant :

- 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 : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
ELU	0.0419	176.52	132.39	52.96	0.8661	152.88	114.6	45.84
ELS	0.0491	65.80	49.35	19.74	0.9087	59.79	44.84	17.94

Tableau VII. 12: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

➤ VII.4.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

ELU: $\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

ELS: $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$BAEL91 (art.4.5.2) FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

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

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

- Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	52.96	132.39	45.84	114.6	19.74	49.35	17.94	44.84
As (cm ² /mℓ)	2.13	5.40	1.84	4.66	0.79	1.98	0.72	1.80
Asmin(cm ² /mℓ)	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
A ¹ _{min} (cm ² /mℓ)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Le choix	/				5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
As adp (cm ² /mℓ)	/				7.65	7.65	7.65	7.65
Espacement (cm)	/				20	20	20	20

Tableau VII. 13 : Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

➤ VII.5. Etude du débord du radier :

➤ VII.5.1. Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

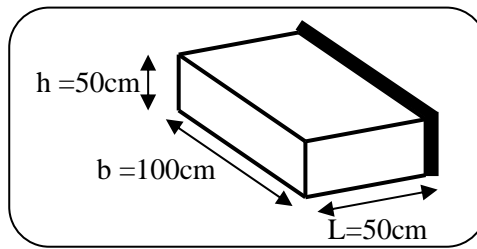


Figure VII. 8 : Vue en 3D du débord.

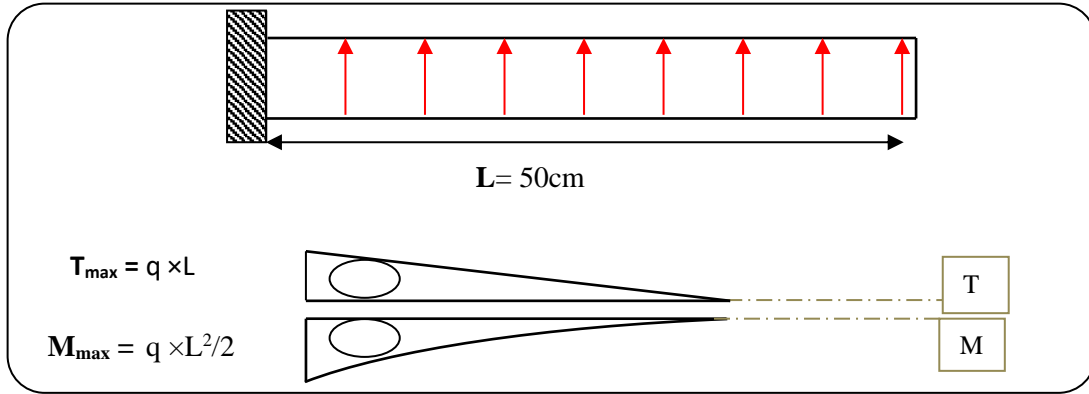


Figure VII. 9 : Schéma isostatique et sollicitations du débord.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	50	45	50	310.96	216.3

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 12.50 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité: $A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

	M(KN.m)	μ	α	β	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
ELU	38.87	0,014	0,017	0,993	2.50	5.43	12.50	12.50
ELS	27.03	0,009	0,011	0,996	2.99	5.43	12.50	12.50

Tableau VII. 14 : Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.

Donc on choisit $A = 12.60 = 6HA16 / m\ell$ avec un espacement **15** cm.

➤ VII.5.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 310.96 \times 0.5 = 155.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{155.48 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.345 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.345 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{C.V.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

- VII.5.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6HA12 = 6.79 cm² avec un espacement 15 cm.

- VII.6. Présentation du ferrailage :

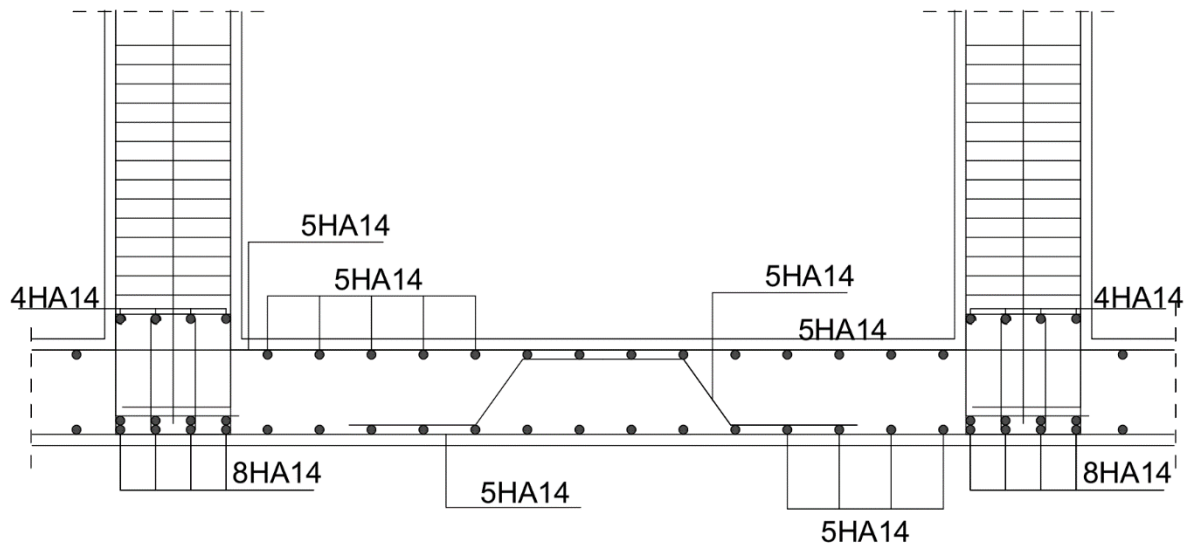


Figure VII. 1: Schéma du ferrailage du radier.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis Professional » ainsi que la réglementation ouvrages dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude a été comme une référence contenant un minimum d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne **RPA99-V2003**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme **CBA93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91 modifié99**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Documents :

- DR. TAALLAH, B. Cours de béton armé.
- Cour de Résistance Des Matériaux.
- DR. MACHKOURI, M. Cours de bâtiment et Cours projet structure en béton armé.
- DR. MABROIKI, A. Cours de structure en béton armé.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).

