REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : structure

Etude d'un hôtel à usage multiple (RDC+5 étage + 2 sous_sols)

Présenté par

BOUIHI Boubaker

IRKI Abdessalem

Proposé et Dirigé par

Mr. SAIDI Mohamed Mouloud

Promotion 2019

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur Mr. SAIDI Mohamed pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Un grand merci pour l' ingénieur, Mr OULDTERKI Benaissa pour leurs aides.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne

sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me

voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours

souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères et mes sœurs.

A mes chers amis Sofiane, chemseadine ,Abdessamie ,Bachir

,boubaker ,Ayoub , kader ,ilyes ,yaseer ,hsen ,abdalghafore ,Adel

,dahmen ,fouad,abderahim,elyes

anes ,msahel,mohamed , et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2019.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup

dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A notre cher collègue Kader et à notre professeur Abdellah el hadj qui

nous ont quitté cette année ; paix à leurs âmes.

Abdesssalem

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne

sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me

voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours

souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères et mes sœurs.

A mes chers amis Younes, Sofiane, chemseadine ,Abdessamie ,Bachir

,boubaker ,Ayoub , kader ,ilyes ,yaseer ,hsen ,abdalghafore ,Adel

,dahmen ,fouad,abderahim,elyes

anes ,msahel,mohamed , et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2019.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup

dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A notre cher collègue Kader et à notre professeur Abdellah el hadj qui

nous ont quitté cette année ; paix à leurs âmes.

Boubaker

ملخص

هذا المشروع هو دراسة فندق مكون من طابقين تحت الارض + طابق ارضي+ 5 طوابق والمقرر بناؤه في ولاية(البليدة)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIIحسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003)

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.
- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)
- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج(SAP2000 version***20***)
- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un hôtel a usage multiple (deux sous-sol+RDC+ 5 étages), il est implanté à la wilaya de BLIDA , cette région est classé en zone ***III*** selon le **(*RPA99 version 2003).***

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur *(CBA93, RPA99 version 2003).*

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version20 »***.

-En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project is a study of a hotel white(tow under ground floor +ground floor+5 floors), will implanted in BLIDA, this area is classified in area III according to (RPA99 version 2003).

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force (CBA93, RPA99 v 2003).

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element méthode with the help of the software "SAP2000 version20".

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL :……1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ..... Erreur ! Signet non défini.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : Erreur ! Signet non défini.

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : Erreur ! Signet non défini.

I.3.1. Système de contreventement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2. Planchers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3. Maçonnerie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.4. L'acrotère : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.5. Les escaliers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.6. Infrastructure : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :.. Erreur ! Signet non défini.

I.4.1. Le béton :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2. Les aciers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.1. Types d'acier :

…… **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : . Erreur ! Signet non défini.

II.2.1. Planchers à corps creux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.2.2. Planchers dalles pleines : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

a) Critère de résistance : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b) Sécurité contre l'incendie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : ..... Erreur ! Signet non défini.

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : ..... Erreur ! Signet non défini.

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante N : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2] ... Erreur ! Signet non défini.

II.5.1. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.1.1. Maçonnerie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

a) Murs intérieurs (simple cloison) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b) Murs extérieurs (double cloison) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.1.2. Plancher terrasse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.1.3. Plancher courant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2.1. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2.2. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2.3. L'effort normal ultime Nu : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2.5. Vérification selon le RPA99 version2003 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

a) Vérification des sections : (RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b) Vérification aux zones nodales : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

……..... Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.1.1. Principe de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.4. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5. Calcul de ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.6. Vérification à l'état limite de service (ELS) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :..... Erreur ! Signet non défini.
III.2.1. La dalle de compression : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2. Les poutrelles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1. Avant coulage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2. Après coulage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2.1. Exposé de la méthode : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.2.4. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3. LES ESCALIERS :..... Erreur ! Signet non défini.
III.3.1. Dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.1. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.2. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Détermination des sollicitations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5. Ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5.1. Armatures longitudinales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5.2. Armatures de répartition : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.6. Vérification à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.7. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.8. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. LA POUTRE PALIERE :..... Erreur ! Signet non défini.
III.4.1. Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2. Charges revenant à la poutre : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3. Calcul des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4. Calcul de ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

a) a) Vérification à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b) b) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5. dalle plaine : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.5.1. Methode de calcule: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2. calcule de momment: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3. Dalle pleine pour sous-sol (parking) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.1. Vérification au poinçonnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.2. Calcul de la charge totale. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.3. Calcul du Travaille externe et interne. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.4. Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.5. Vérification des contraintes ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3.6. Vérification de l'effort tranchant: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4. La dalle machine ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.2. Prédimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

- Condition de l'E.N.A ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.3. Calcul du ferraillage à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.4. Vérification à l' E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.5. Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.6. Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE : ..... Erreur ! Signet non défini.

IV.2.1. Centre de masse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.2. Centre de torsion: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.3. .Excentricité: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : .. Erreur ! Signet non défini.

IV.3.1. . Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3.2. . Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 ») **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.1. . Principe de la méthode : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.2. . Modélisation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.3. . Le spectre de réponse de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »). ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) b) Facteur de correction d'amortissement ɳ : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
c) c) Coefficient de comportement R : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
d) d) Facteur de qualité Q : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4. . Résultats de l'analyse dynamique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.1. Analyse modale : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.2. Analyse statique et dynamique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.3. .Vérification de la stabilité au renversement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.4. .Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »). ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.5. .Résistance des éléments : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Vérification de cisaillement des éléments. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Les poutres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
c) Les voiles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
d) Les poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.4.6. .Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux… ..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.
a) Combinaisons données par le CBA93 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : ..... Erreur ! Signet non défini.
V.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Ferraillage longitudinal des poutres principales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Ferraillage longitudinal des poutres secondaires : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.1.2. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

a) Vérification de la flèche (poutre principale) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

b) Vérification de la flèche (poutre secondaire) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2. Ferraillage de poutre secondaire (cas particulier) poutre type 3 : **Erreur ! Signet non défini.**

a) Ferraillage longitudinal des poutres type3: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3. Ferraillage de poutre secondaire a l'effet thermique:..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :..... Erreur ! Signet non défini.

V.3.1. Armatures longitudinales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2. Armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : ..... Erreur ! Signet non défini.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1.4. Armatures horizontales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1.5. Armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :..... Erreur ! Signet non défini.

VI.3. CRACTERISTIQUES DU SOL : ..... Erreur ! Signet non défini.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :..... Erreur ! Signet non défini.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.3. Dimensionnement de la poutre de libage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.4. Ferraillage de la Poutre de libage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Armatures longitudinales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Les armatures choisies. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.5. Armatures de peau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.5.1. Vérification de cisaillement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.5.2. Vérification des contraintes à L'ELS. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3. Ferraillage des semelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.1.1. Ferraillage Armatures principales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.1.2. Armature de repartitons : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4. Radier général : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.1. Dimensionnement initial à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.2. Verification des contraintes à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4. Calcul des nervures. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.1. Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.2. Vérification de poinçonnement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.3. Armatures longitudinales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.5. Armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.6. Ferraillage de radier : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.7. Vérification de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.8. Ferraillage du radier à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.9. Vérification des contraintes à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.4.10. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5. Calcul du mur de soutènement périphérique : Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1. Calcul de la poussée des terres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.2. Ferraillage de mur soutènement périphérique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.2.1. Vérification des contraintes à l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.2.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6. Ferraillage des longrines ..... Erreur ! Signet non défini.
VI.6.1. Armatures longitudinales à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6.2. Calcul des armatures transversales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.3. Vérification des contraintes…..……**Erreur ! Signet non défini.**

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau.I.1Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours……4
Tableau.I.2. Autres caractéristiques du béton……....4
Tableau.I.3 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….5
Tableau.I.4 Autres caractéristiques de l'acier……6

Chapitre II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau.II.1 Pré dimensionnement des poutres……..9
Tableau.II.2 Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau……11
Tableau.II.3 Charge permanente du mur intérieur……...12
Tableau.II.4 Charge permanente du mur extérieur……...13
Tableau.II.5 Charge permanente du plancher terrasse……13
Tableau.II.6 Charge permanente du plancher courant……14
Tableau.II.7 Charges permanentes cumulées des surfaces reprises……15
Tableau.II.8 Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises……...16
Tableau.II.9Vérification de l'effort normal des poteaux……16
Tableau.II.10Vérification des sections selon le RPA99 version2003……17
Tableau.II.11Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003……...17

Chapitre III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère……..19
Tableau.III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère……..20
Tableau.III.3.Vérification de la flèche entre les étaiements……...25
Tableau.III.4. Evaluation des charges des poutrelles 2 travées à L'ELU……...26
Tableau.III.5. Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU……27
Tableau.III.6. Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU……28
Tableau.III.7. Valeurs des sections de ferraillage calculer des poutrelles à 2 travées……29
Tableau.III.8. Armatures choisis en travées et en appui des poutrelles à 6 travées……29
Tableau.III.9.Vérification des contraintes de béton en appui et en travée……29
Tableau.III.10.Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU……29
Tableau.III.11. Charge permanente de la paillasse……31
Tableau.III.12. Charge permanente du palier de repos……...31
Tableau.III.13. Combinaisons des charges dans l'escalier……32
Tableau.III.14. Sollicitations des charges dans l'escalier……...32
Tableau.III.15. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier……34
Tableau.III.16.Vérification de la section d'armatures……...34
Tableau.III.17. Section d'armatures de répartition dans l'escalier……..34
Tableau.III.18.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS……35
Tableau.III.19.Vérification de l'effort tranchant……...35

Tableau.III.20. Pré dimensionnement de la poutre palière……36
Tableau.III.21. Sollicitations des charges dans poutre palière……..36
Tableau.III.22.section d'armatures longitudinales *la poutre palière*……..37
Tableau.III.23. Section d'armatures transversales de poutre palière…….....37
Tableau.III.24.Vérification de la poutre palière à l'E.L.S…….....37
Tableau.III.25.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……37
Tableau.III.26.Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003……38
Tableau.III.27. Travaille externe et interne ……40
Tableau.III.28.section d'armatures longitudinales de dalle pleine……41
Tableau.III.29.Vérification des contraintes dalle pleine……41
Tableau.III.30.Vérification de l'effort tranchant dalle pleine ……40
Tableau.III.31. Calcul du ferraillage à l'ELU……43
Tableau.III.32. Verification à l'ELS……43
Tableau.III.33.Vérification de l'effort tranchant……44

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

Tableau.IV.1. Centre de masse et centre de torsion……45
Tableau.IV.2. Excentricité suivant les deux directions……46
Tableau.IV.3. Distribution des sollicitations suivant X……...48
Tableau.IV.4. Distribution des sollicitations suivant Y……...49
Tableau.IV.5. Facteur de qualité……..49
Tableau.IV.6. Comportement des trois premiers modes……..50
Tableau.IV.7. Comportement des trois premiers modes……..51
Tableau.IV.8. Les valeurs de la force sismique……...53
Tableau.IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……53
Tableau.IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement……54
Tableau.IV.11.Vérification des déplacements inter-étage suivant X……55
Tableau.IV.12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……56
Tableau.IV.13.Vérification de l'effet P-Δ. ……57
Tableau.IV.14.Vérification de cisaillement des poutres……57
Tableau.IV.15.Vérification de cisaillement des voiles (Suivant Y)……...58
Tableau.IV.16.Vérification de cisaillement des voiles (Suivant X)……...59
Tableau.IV.17.Vérification de l'effort normal réduit……60
Tableau.IV.18. Dimensions finales des éléments……...60

Chapitre V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau.V.1. La section calculée d'armatures des poutres principales……..60
Tableau.V.2. La section choisie d'armatures des poutres principales……61
Tableau.V.3. La section calculée d'armatures des poutres secondaires……61
Tableau.V.4. La section choisie d'armatures des poutres secondaires……...61
Tableau.V.5.Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS……...62
Tableau.V.6.Vérification de section d'armatures. **……62**
Tableau.V.7.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..62
Tableau.V.8.Vérification de section d'armatures……..63
Tableau.V.9.Vérification préliminaire de la flèche des poutres. **……..63**
Tableau.V.10.Vérification préliminaire de la flèche des poutres……..64.
Tableau.V.11.Vérification des contraintes de cisaillement……...64
Tableau.V.12. La section calculée d'armatures des poutres type 3……...65

Tableau.V.13. La section choisie d'armatures des poutres type3……...65
Tableau.V.14.Vérification des contraintes des poutres type3 à l'ELS……..65
Tableau.V.15.Vérification de section d'armatures. **……..65**
Tableau.V.16. La section calculée d'armatures des poutres l'effet thermique……...66
Tableau.V.17. La section choisie d'armatures des poutres l'effet thermique…….66
Tableau.V.18. La section d'armatures transversales……...67
Tableau.V.19. La section d'armatures des poteaux……70
Tableau.V.20.Vérification des contraintes à l'ELS……...70
Tableau.V.21. La section d'armatures transversales des poteaux……..72
Tableau.V.22. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y)…….74
Tableau.V.23. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y)……...76
Tableau.V.24. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X)…….78
Tableau.V.25. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X)……80
Tableau.V.26.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)…….82
Tableau.V.27.Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)…….82
Tableau.V.28.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y)……83
Tableau.V.29.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X)……84
Tableau.V.30. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)……85
Tableau.V.31. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X)……86

Chapitre VI :

CALCUL DES FONDATIONS

Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles filantes……88
Tableau.VI.2. Dimensionnement des semelles filan……....91
Tableau.VI.3.Vérification du chevauchement……91
Tableau.VI.4. Dimensionnement poutre de la poutre de libage :……91
Tableau.VI.5. Dimensionnement de la poutre de libage ……91
Tableau.VI.6.L'armature longitudinale de la poutre de libage **à L'ELU……...92**
Tableau.VI.7. Les armatures choisies……..92
Tableau.VI.8.Vérification de cisaillement……..92
Tableau.VI.9.Vérification des contraintes à L'ELS……92
Tableau.VI.10. Ferraillage des armatures principales…….93
Tableau.VI.11. Ferraillage des armatures de reptations…….....93
Tableau.VI.12.vérification de contrainte à l'ELS……..94
Tableau.VI.13. La section d'armatures longitudinales des nervures……..96
Tableau.VI.14.Vérification des contraintes à l'ELS……..96
Tableau.VI.15. La section d'armatures transversales des nervures……96
Tableau.VI.16. La section d'armatures de radie…….97
Tableau.VI.17.Vérification des contraintes à l'ELS……..97
Tableau.VI.18. Calcul de la poussée des terres……...98
Tableau.VI.19. Sollicitation des voiles périphériques……98
Tableau.VI.20. La section d'armatures du voile périphérique……99
Tableau.VI.21.Vérification des contraintes à l'ELS. X…….99
Tableau.VI.22.Vérification des contraintes à l'ELS. Y…….99
Tableau.VI.23. Ferraillage longitudinal des longrines…….100
Tableau.VI.24. Ferraillage transversale des longrines……100
Tableau.VI.25.Vérification de contrainte des longrines **à l'ELS……100**

Chapitre II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux…….8

Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité……12

Figure II.3. Dimensions à respecter par les poutres…….17

Figure II.4. Vue en plan et vue en 3D du voile……18

Chapitre III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

FIgure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées)……19

FIgure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère……20

FIgure III.3. Ferraillage de l'acrotère……..22

FIgure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression……...23

FIgure III.5. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 2traves à l'ELU...26

FIgure III.6. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 2traves à l'ELS…27

FIgure III.7. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles courant …….27
à 2traves à l'ELU

FIgure III.8. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 6 traves à l'ELU..27

FIgure III.9. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 6 traves à l'ELS...28

FIgure III.10. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles courant ……28
à 6 traves à l'ELU

FIgure III.11. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles terrasses ……..28
à 7 traves à l'ELU

FIgure III.12. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles terrasses …….28
à 7 traves à l'ELS

FIgure III.13. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles terrasses …….29
à 7 traves à l'ELU

FIgure III.14. Schéma statique d'une volée d'escalier……..30

FIgure III.15. Chargement dans l'escalier……... 32

FIgure III.16. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU…….33

FIgure III.17. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS…….33

FIgure III.18. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU……33

Chapitre V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1. Dessin de ferraillage des poutres principales type1……67

Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaires type1……67

Figure V.3. Dessin de ferraillage des poutres (secondaires et principales) type2……..68

Figure V.4. Dessin de ferraillage des poutres court…….68

Figure V.5. Dessin de ferraillage des Poteaux…….72

NOTATIONS

✓ MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: : Section d'acier maximale et minimale.

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

At : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu : Effort normal à l'ELU.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W: poids.

- ✓ **MINISCULES ROMAINES :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- ✓ **MAJUSCULES GRECQUES :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

- ✓ **MINISCULES GRECQUES :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- ✓ **Autres notations**

A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un hôtel en 2sous-sol+RDC+5, implanté à Blida qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet à étudier est un bâtiment en béton armé de type (2 sous-sols + RDC + 5étages) à multi-usages (parking habitation) qui sera implanté à Blida. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 ainsi que le règlement parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 36.45 m
- Largeur totale du bâtiment : 35.65 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du Sous-sol 1 : 3.23 m.
- Hauteur du Sous-sol 2 : 3.23 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.74 m.

Hauteur totale du bâtiment : 20.23

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**

2- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].**

3- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie :

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

I.3.5. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers balancé et escalier à trois volets.

I.3.6. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$.

Tableau.I.1Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.

f_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
f_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Tableau.I.2. Autres caractéristiques du béton.

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 MPa

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau.I.3 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	*Nuances*	*Limite d'élasticité (MPa)*	*Utilisations*
Rond lisse	F_eE220	215	Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
	F_eE240	235	
Acier HA Type 1	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
	F_eE500	500	
Acier HA Type 2	F_eE400	400	Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille
	F_eE500	500	
Treillis soudés	$TLE520$	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage
	$TLE500$	500	

Tableau.I.4 Autres caractéristiques de l'acier.

Module d'élasticité longitudinale (E_s)				200000 MPa
Contraintes limites (σ_s)	**ELU**	***Situation durable*** σ_s		348 MPa
		Situation accidentelle σ_s		400 MPa
	ELS	***Fissuration préjudiciable***	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	201.63 MPa
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	159.40 MPa
		Fissuration très préjudiciable	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	165 MPa
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	130.42 MPa
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification à faire

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer les dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des airs horizontales séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t: l'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L=430cm

$$\frac{550}{25} \leq h_t \leq \frac{550}{20} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 27.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 24.44 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 25 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 20+5$ cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

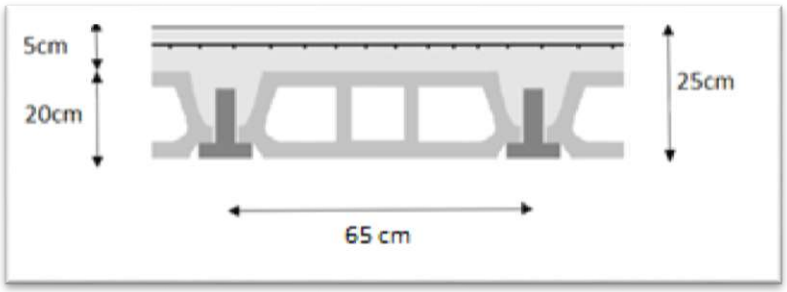


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Planchers dalles pleines :

On utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme irrégulière , l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis

a) Critère de résistance :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 5.50 m.

$$\frac{550}{45} \leq e \leq \frac{550}{40} \Rightarrow 12.22\ cm \leq e \leq 13.75\ cm$$

b) Sécurité contre l'incendie :

e = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit : e = 15 cm.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau.II.1 Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de résistance	L= 500 cm ⇒ 33.33cm ≤ h ≤ 50.00cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 28cm ≤ b ≤ 40cm On adopte : **b=30cm**	L= 450 cm ⇒ 30.00cm ≤ h ≤ 45.00cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 24.5cm ≤ b ≤ 35cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 35\ cm^2$.

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article **B.8.11 du CBA93**, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :

$$N_u{}^* = 1.1 N_u$$

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du **RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].**

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9 . \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle un cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad Si \ \ 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet pour RDC l_0=3.74m et premier étage l_0=3.57m, l_0=3.23m pour tous les étages et Sous-sol (2et1) l_0=3.23m.

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau.II.2 Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau

Niveau	*B(mm²)*	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$
5éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.79	1.225	1618.0893
4éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.79	1.225	1618.0893
3éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.80	1.6	2183.5808
2éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.80	1.6	2183.5808
1ier	450x450	184900	2.499	0.130	19.24	0.80	2.025	2801.0899
RDC	450x450	184900	2.618	0.130	20.15	0.80	2.025	2785.614
Sous-sol 1	500x500	230400	2.26	0.144	15.66	0.82	2.5	3558.0365
Sous-sol 2	500x500	230400	2.261	0.144	15.66	0.82	2.5	3558.0365

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

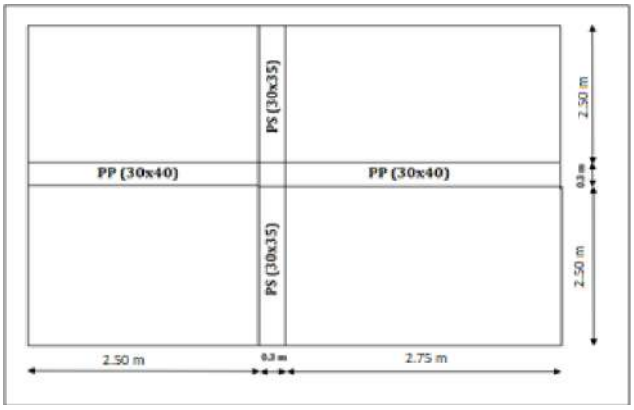


Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = (2.6 + 0.30 + 2.35) * (2.35 + 0.3 + 2.6) \Rightarrow S_{totale} = 27.56\ m^2$

$S_{plancher} = (2.6 + 2.35) * (2.35 + 2.6) \Rightarrow S_{plancher} = 24.50\ m^2$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.5.1. Charges permanentes :

II.5.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.3 Charge permanente du mur intérieur

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90	Art C.1
3	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau.II.4 Charge permanente du mur extérieur

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	Art C.1
3	*Lame d'air*	0.05	/	/	/
4	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	Art C.1
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**2.52**	

II.5.1.2. Plancher terrasse :

Tableau.II.5 Charge permanente du plancher terrasse

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Gravillon roulé 8/15*	0.05	20	1.00	Art C.5
2	*Etanchéité multicouche*	0 .02	6	0.12	Art C.5
3	*Papier Kraft*	/	/	0.05	/
4	*Forme de pente*	0.15	22	3.30	Art Annexe B
5	*Film polyane*	/	/	0.01	/
6	*Plaque de liège*	0.04	4	0.16	Art Annexe B
7	*Pare vapeur*	/	/	0 .06	/
8	*Plancher corps creux (20+5)*	0.20	/	4.00	Art C.3
9	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**9.06**	

II.5.1.3. Plancher courant :

Tableau.II.6 Charge permanente du plancher courant

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	/	0.40	Art C.3
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	***Plancher corps creux (20+5)***	0.20	/	4.00	Art C.3
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art C.2.2
6	***Cloison simple***	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				**7.32**	

II.5.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- Terrasse accessible : Q=1.5 kN/m²
- Logements : Q=1.5 kN/m²
- Bureaux et circulation : Q=2.5 kN/m²
- Loggia : Q=3.5 kN/m²
- Parking : Q=2.5 kN/m²

II.5.2.1. Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* *$S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau.II.7 Charges permanentes cumulées des surfaces reprises

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
5éme	183.015	15.000	13.125	9.891875	221.03	221.03
4éme	175.420	15.000	13.125	9.891875	213.44	213.44
3éme	175.42	15.000	13.125	12.92	216.47	429.90
2éme	175.42	15.000	13.125	12.92	216.47	646.37
1^{ier}	175.42	15.000	13.125	18.073125	221.62	867.99
RDC	175.42	15.000	13.125	18.934	222.48	1090.46
Sous-sol 1	175.42	15.000	13.125	20.1875	223.73	1314.20
Sous-sol 2	175.42	15.000	13.125	20.1875	223.73	1537.93

II.5.2.2. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$=1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_8 = 2.5 kN/m² (étage à usage bureaux).

5émé étage : Q_0

4émé étage : $Q_0 + Q_1$

3émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

2émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1er étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

RDC: $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous-sol 1 : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous-sol 2 : $Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau.II.8 Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
5éme	27.56	/	27.560
4éme	41.34	1	68.9
3éme	41.34	0.95	106.106
2éme	41.34	0.9	139.178
1^{ier}	41.34	0.85	168.116
RDC	110.24	0.8	248.04
Sous-sol 1	68.9	0.7142857	273.631
Sous-sol 2	68.9	0.71	305.503

II.5.2.3. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau.II.9Vérification de l'effort normal des poteaux

Niveau	*B (mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	*N_u (kN)*	*Nu* (kN)*	*$\bar{N}$ (kN)*	*Nu* ≤ $\bar{N}$*
5éme	350x350	221.032	27.56	339.73303	373.71	1618.0893	CV
4éme	350x350	213.437	68.9	391.48978	430.64	2183.5808	CV
3éme	400x400	429.902	106.106	739.52653	813.48	2183.5808	CV
2éme	400x400	646.367	139.178	1081.3623	1189.50	2801.0899	CV
1^{ier}	450x450	867.985	168.116	1423.9538	1566.35	2785.614	CV
RDC	450x450	1090.464	248.04	1844.1861	2028.60	3558.0365	CV
Sous-sol 1	500x500	1314.196	273.631	2184.6121	2403.07	3558.0365	CV
Sous-sol 2	500x500	1537.929	305.503	2534.4577	2787.90	3558.0365	CV

II.5.2.5. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections : (RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1)

Tableau.II.10Vérification des sections selon le RPA99 version2003

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 35cm h_e /20 = (340-0.40) /20 = 15cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	CV

b) Vérification aux zones nodales : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau.II.11Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
5éme, 4éme.	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
3éme, 2éme,	30	40	40	CV	5	20	CV
RDC, 1^{ier}.	30	45	45	CV	7.5	22.5	CV
SS1, SS2.	30	50	50	CV	10	25	CV

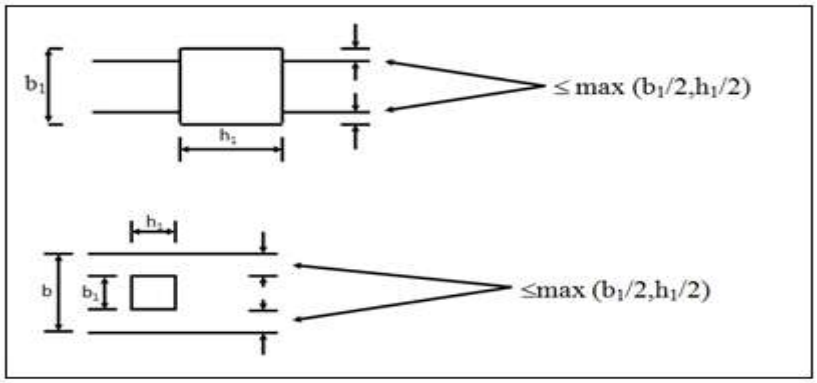


Figure II.3. Dimensions à respecter par les poutres

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale 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.

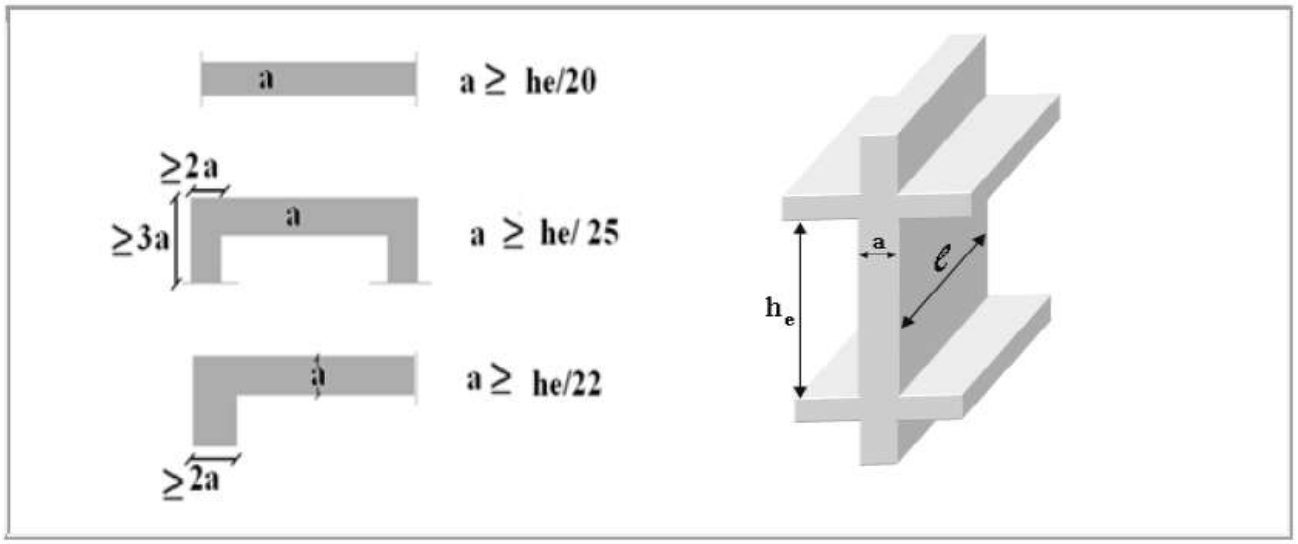


Figure II.4. Vue en plan et vue en 3D du voile

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{20}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(374-40)}{20} = 16.7cm\right]$$

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 20cm pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 8 niveaux).

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1.Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

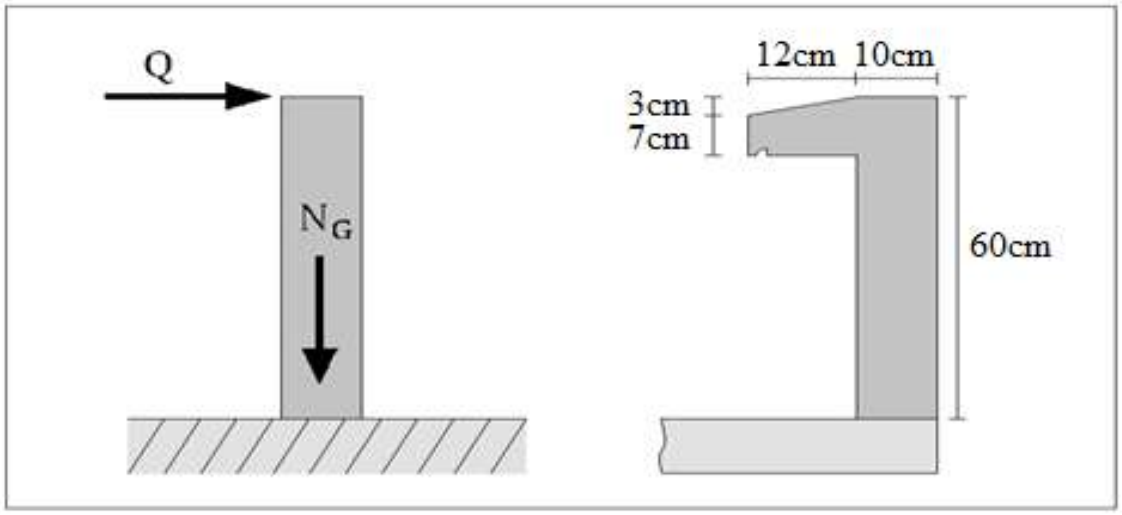


FIgure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées)

III.1.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.1.3.

Tableau.III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

Charges permanentes	G=2.43 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.4.Détermination des efforts :

Tableau.III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 3.28\ kN$	$N_u = G = 2.43\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.5.Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

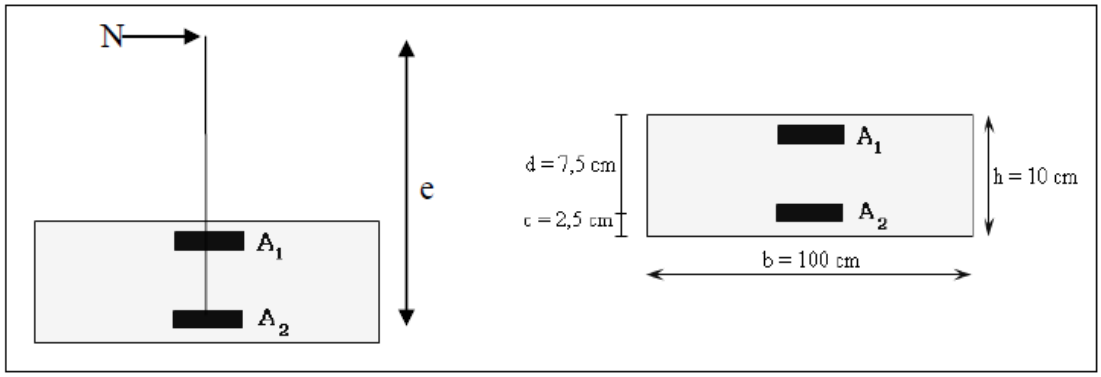


FIgure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère

$$A_{s1} = 4.6cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.6cm^2$$

Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7*1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\ 3h\ ;\ 33cm\ ] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.55}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = \text{Min}[\ 4h\ ;\ 45cm\ ] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 17\ cm.$

III.1.6.Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.6\ MPa\ \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s' = 2.2\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.7.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn\ [\ 2.5MPa\ ; 4MPa\ ] \quad \Rightarrow \quad \tau_{adm} = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000 * (0.9 * 100)} = 0.016MPa$$

$$\tau = 0.016\ MPa\ \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

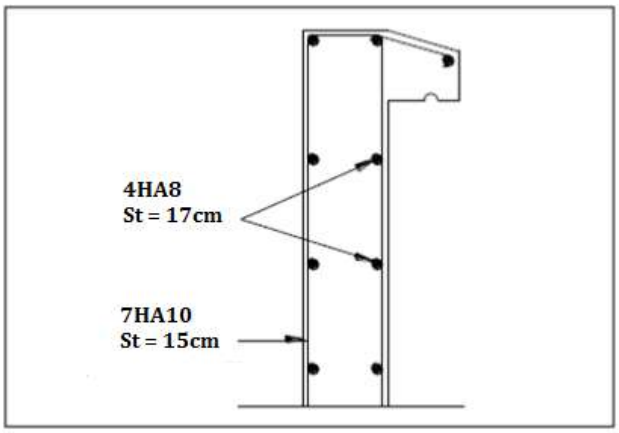


FIgure III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.2.PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1} : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : L} = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$$On\ choisira : \ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

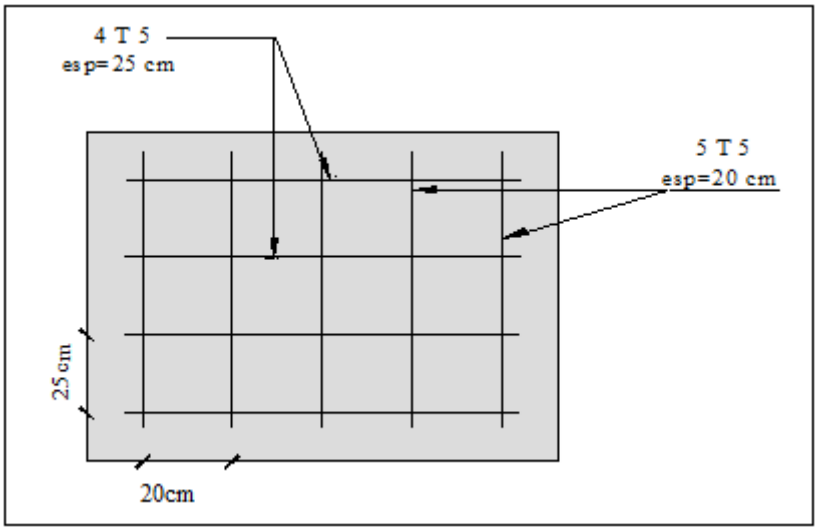


FIgure III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1.Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 KN/ml

G = 0.65 + 0.12 = 0.77 KN/ml.

$Q = Max[1kN\,;0.5L = 2.75] = 2.75\ kN$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 2.91kN.m \quad , \quad M_Q = 3.78kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 9.60kN.m$$

$$\mu = 14.09 \gg \mu_l = 0.372$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 5.5\ m > 5m \ \Rightarrow \ \bar{f} = \frac{0.5 + 550}{1000} = 0.55\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 5500^4}{348 * 32000 * 6.4 * 10^5} + \frac{2750 * 5500^3}{48 * 32000 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 91.34\ cm$$

$$f_{max} = 91.34\ cm \leq \bar{f} = 0.55\ cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau.III.3.Vérification de la flèche entre les étaiements

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (mm^4)$	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	$f \leq \bar{f}$
0	5.5	0.77	2.75	32000	640000	913.396279	10.5	cnv
1	2.75	0.77	1.375	32000	640000	57.08726744	5.5	cnv
2	1.833333333	0.77	1	32000	640000	11.79885962	3.666666667	cnv
3	1.375	0.77	1	32000	640000	4.394347779	2.75	cnv
4	1.1	0.77	1	32000	640000	2.070717494	2.2	cv

III.2.2.2.Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. dans notre bâtiment, on doit calculer deux types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle courant à 4 et 6 travées (Plancher à usage habitation).
- Poutrelle terasse à 5 et7 travées (Plancher à habitation).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode forfaitaire soit par la méthode Caquot.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$1 - Q \leq Min\ [2G\ ; 5\ kN/m^2]$

⇒ On ne peut pas faire cette vérification parce qu'on a pas une charge concentrée

$2 - 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \qquad \Rightarrow \qquad CV$

3 – La fissuration doit étre peu nuisible ⇒ CV

III.2.2.2.1.Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Il faut vérifier les trois inégalités

$$1 - \ M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq Max[1.05M_0\ ; (1+0.5\alpha)M_0]$$

$$2 - \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ trvées\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & pour\ les\ travées\ intermediaire \end{cases}$$

$$3 - M_a$$

$$\geq \begin{cases} 0.6\ M_0\ , cas\ de\ deux\ travées \\ 0.5\ M_0\ , appuis\ voisins\ des\ apuis\ de\ rives\ pour\ les\ poutres\ à\ plus\ de\ deux\ travées \\ 0.4\ M_0\ , pour\ les\ appuis\ intermediaires\ pour\ les\ poutres\ à\ plus\ de\ trois\ travées \end{cases}$$

Type 1 : La fil de poutrelles courant à 2traves (plancher à usage habitation).

$G = 4.65\ kN/ml \quad , \ Q = 0.98\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 7.74kN$

Tableau.III.4. Evaluation des charges des poutrelles 2 travées à L'ELU

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	11.52		11.52	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−2.88	−25.28	−25.28	−2.88
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-15.38	25.5	-25.5	15.38

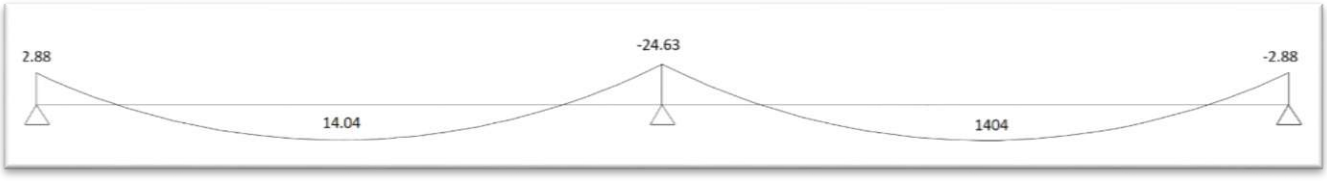


FIgure III.5. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 2traves à l'ELU

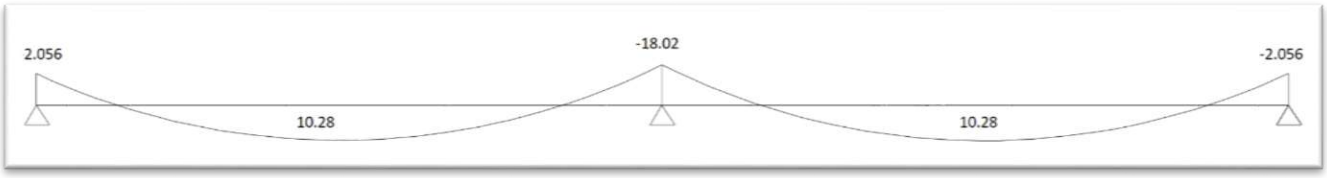


FIgure III.6. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 2traves à l'ELS

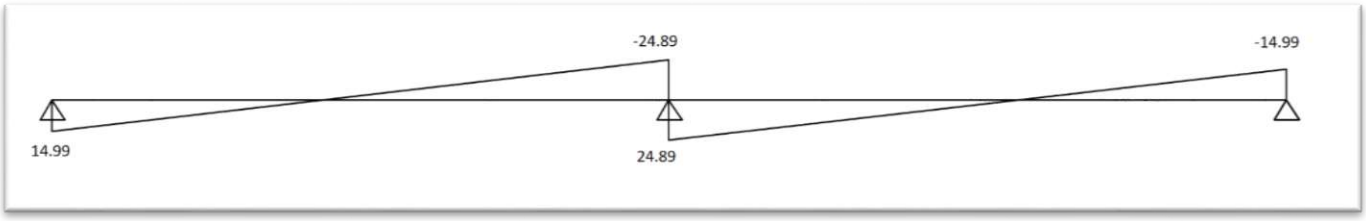


FIgure III.7. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles courant à 2traves à l'ELU

Type 3 : La fil de poutrelles courant à 6 traves (plancher à usage habitation).

$G = 4.65\ kN/ml\ ,\ Q = 0.98kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow\ P_u = 7.74kN$

Tableau.III.5. Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***		***FG***	
$M_t\ (kN.m)$	14.41		6.96		12.36		12.36		6.96		14.41	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F	M_F	M_G
$M_a\ (kN.m)$	−3.60	−23.67	−23.67	−20.56	−20.56	−24.8	−24.8	-20.56	-20.56	-23.67	-23.67	-3.60
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-18.17	27.64	-23.71	22.1	-24.26	26.13	-26.13	24.26	-22.1	23.71	-27.64	18.17

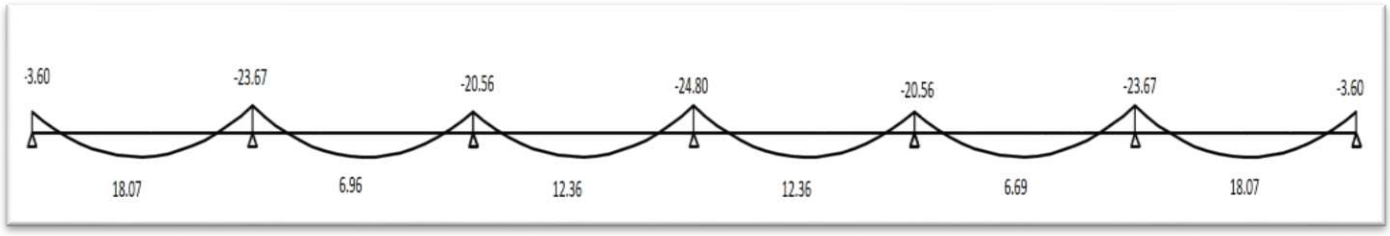


FIgure III.8. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 6 traves à l'ELU

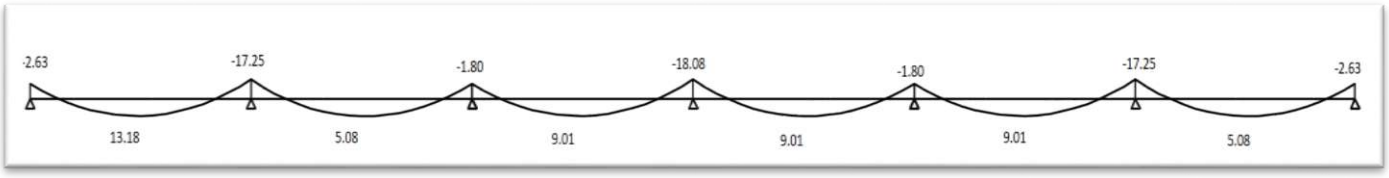


FIgure III.9. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles courant à 6 traves à l'ELS

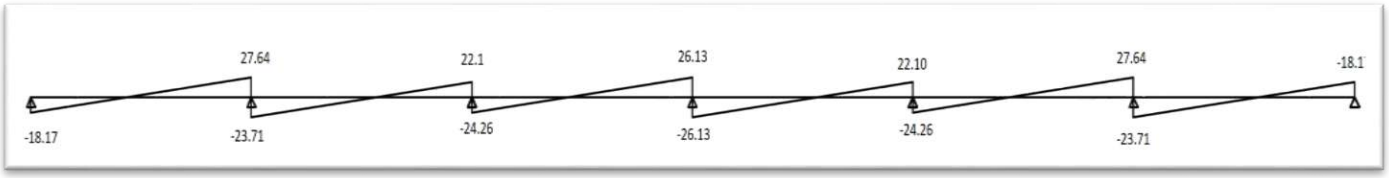


FIgure III.10. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles courant à 6 traves à l'ELU

Type 4: La fil de poutrelles terrasses à 7 traves (plancher à usage habitation).

$G = 4.86\ kN/ml\ ,\ Q = 0.65kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 7.53kN$

Tableau.III.6. Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***		***FG***		***GH***	
$M_t\ (kN.m)$	11.68		6.47		7.69		9.59		10.27		5.69		11.85	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F	M_F	M_G	M_G	M_H
$M_a\ (kN.m)$	−2.92	*-19.94*	*-19.94*	−14.10	−14.10	−17.5	−17.5	-20.03	-20.03	-16.89	-16.89	-19.43	-19.43	-2.96
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T\ (kN)$	-14.84	22.81	-19.98	17.67	-18.16	19.49	-20.25	21.17	-21.39	20.02	-18.19	19.49	-22.71	14.94

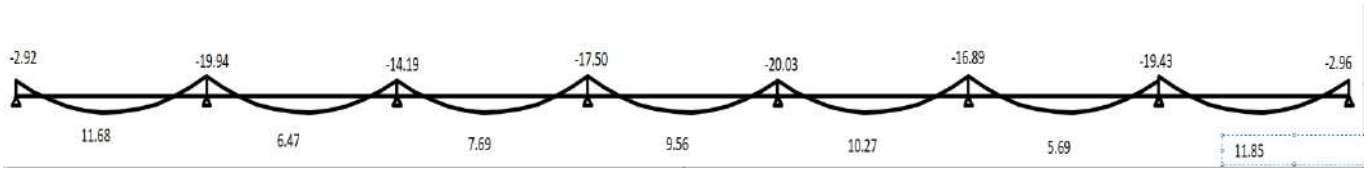


FIgure III.11. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles terrasses à 7 traves à l'ELU

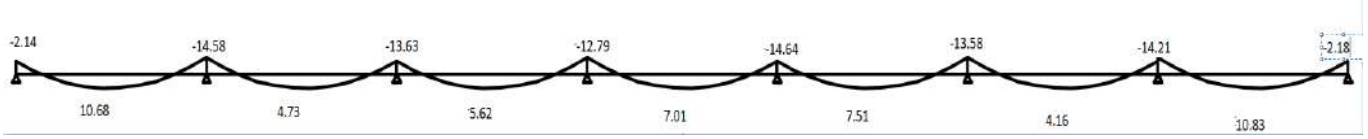


FIgure III.12. Diagramme des moments dans La fil de poutrelles terrasses à 7 traves à l'ELS

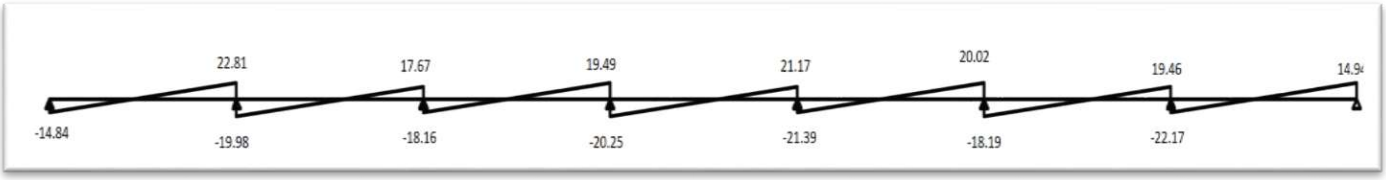


FIgure III.13. Diagramme des efforts tranchant dans La fil de poutrelles terrasses à 7 traves à l'ELU

Tableau.III.7. Valeurs des sections de ferraillage calculer des poutrelles à 2 travées

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_{ch1}\,(cm^2)$	$A_{ch2}\,(cm^2)$
Type 1	14.41	- 25.28	1.9	3.9	2HA12=2.3	2HA14+1HA12=4.21

Tableau.III.8. Armatures choisis en travées et en appui des poutrelles à 6 travées

Poutrelles	***Section calculée*** (cm^2)				***Section choisie*** (cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}	$A_{s1}{}'$	$A_{s2}{}'$	A_{s1ch}	A_{s2ch}	$A_{s1ch}{}'$	$A_{s2ch}{}'$
Type 1	2.3	0	2.3	3.08	2HA12	1HA12	2HA12	1HA12+2HA14

III.2.2.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Type 1 : G=4.65 kN/ml , Q=0.98kN/ml $\Rightarrow \quad P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 5.63kN$

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau.III.9.Vérification des contraintes de béton en appui et en travée

Poutrel	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 1	10.50	-22.34	3.5	11.3	15	CV

III.2.2.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau.III.10.Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU

Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***
Type 1	25.5	0.98	3.33	CV

III.2.2.2.4.Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{500} = 0.05 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{5.5} = 0.045 \geq \frac{10.50}{15 * 13.12} = 0.053 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{4.21}{12 * 25} = 0.023 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CNV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

D'âpre le robot expert : Δf =5.1< $\bar{f}$=10.5 CV

III.3.LES ESCALIERS :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1.Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

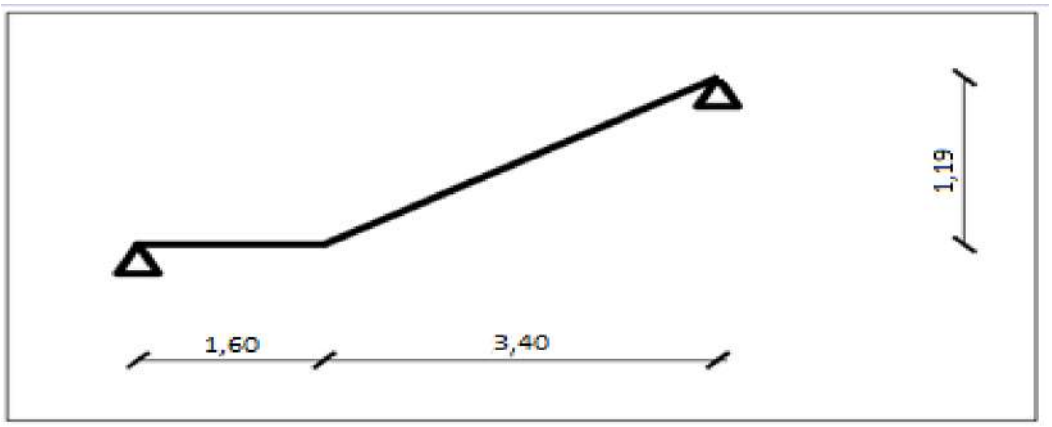


FIgure III.14. Schéma statique d'une volée d'escalier

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les trois volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = 5.50m$$

$$\frac{550}{35} \leq e \leq \frac{550}{30} \quad \Rightarrow \quad 15.61cm \leq e \leq 18.33cm$$

On prendra : e =20 cm

III.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.2.1.Charges permanentes :

Tableau.III.11. Charge permanente de la paillasse

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	*Mortier de pose*	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	*Poids propre de la marche*	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	*Poids propre de la paillasse*	0.20/cosα	25	5.74	Art. B
6	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				9.58	

Tableau.III.12. Charge permanente du palier de repos

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	*Mortier de pose*	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	*Poids propre du palier*	0.2	25	5	Art. B
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art. C
TOTAL				6.7	

III.3.2.2.Charges d'exploitation :

a) Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3.Détermination des sollicitations :

$\boldsymbol{ELU}$: $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

$\boldsymbol{ELS}$: $P_{ser} = G + Q$

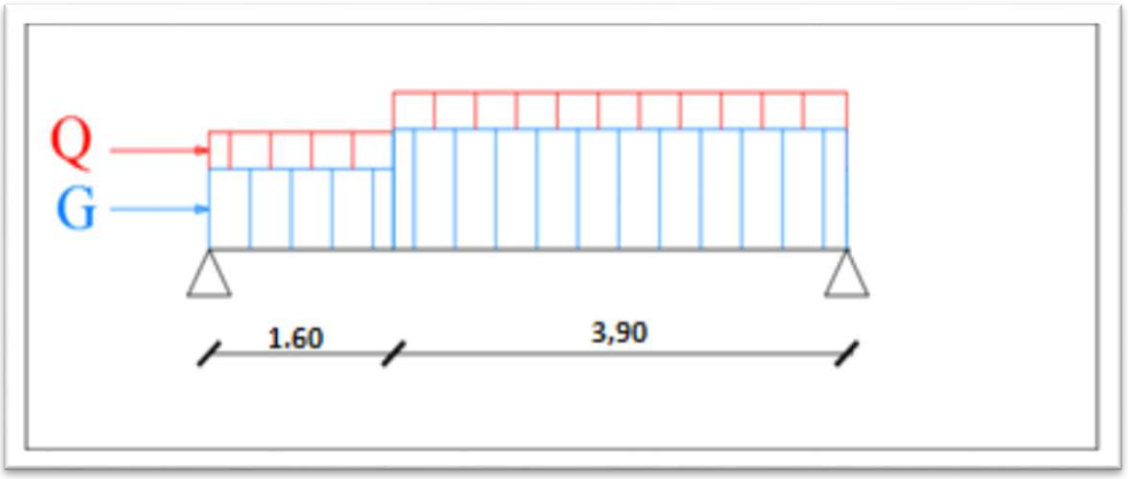


FIgure III.15. Chargement dans l'escalier

Tableau.III.13. Combinaisons des charges dans l'escalier

	G(kN/ml)	*Q(kN/ml)*	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	9.58	2.5	16.68	12.08
Palier	6.70	2.5	12.80	9.20

III.3.4.Détermination des efforts :

Tableau.III.14. Sollicitations des charges dans l'escalier

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	51.15	36.10	44.79
ELS	37	26.11	/

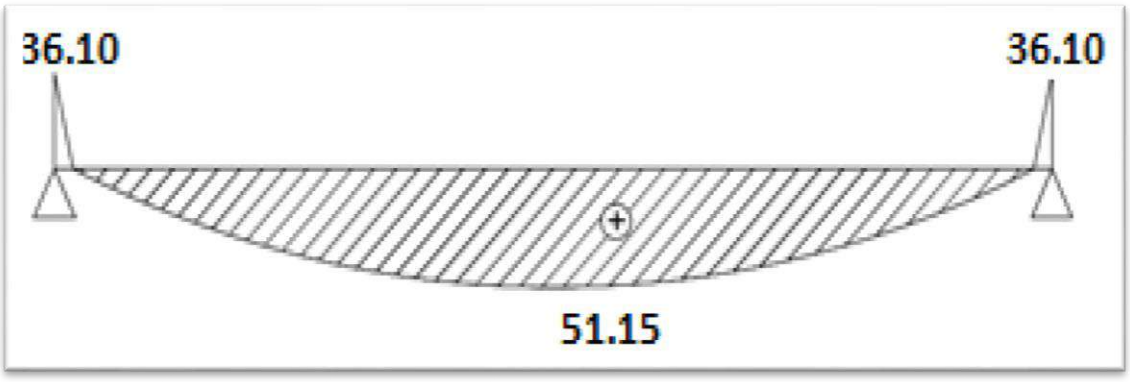


FIgure III.16. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU

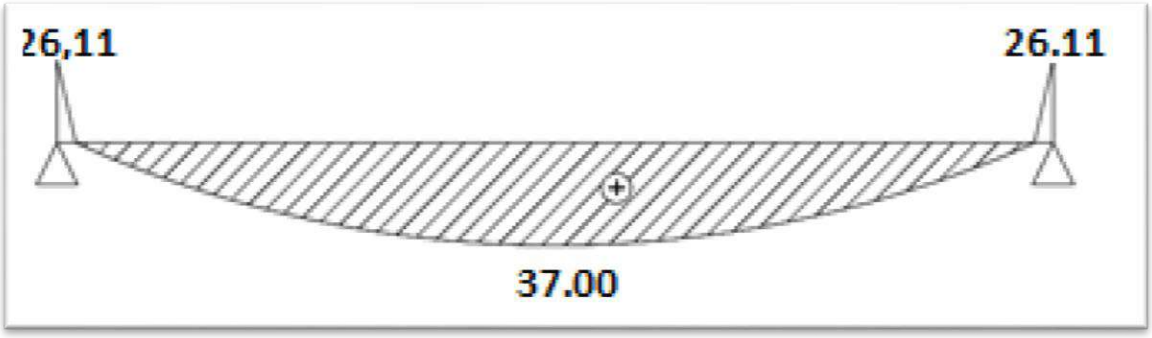


FIgure III.17. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

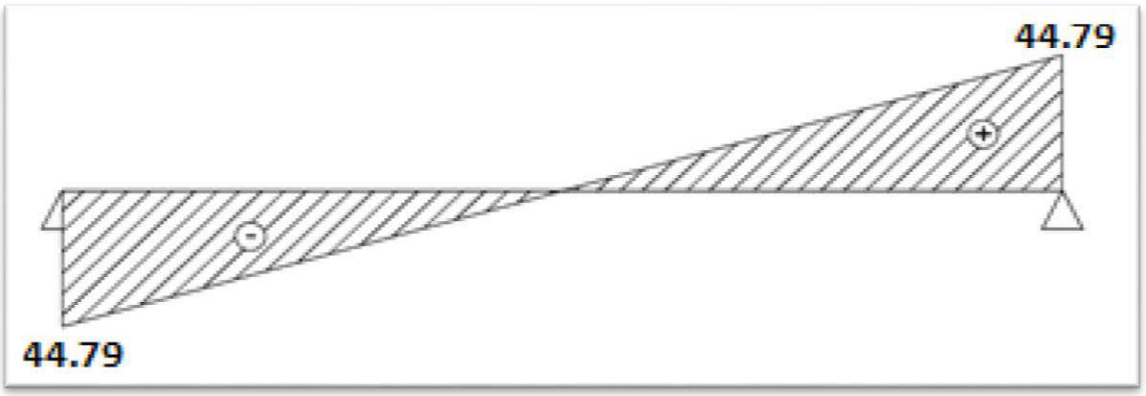


FIgure III.18. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU

III.3.5.Ferraillage :

III.3.5.1.Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau.III.15. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	/	/	/
Travée	51.15	9	0	7HA14	7HA14	15	33	CV
Appuis	36.10	0	6.2	7HA14	7HA14	15	33	CV

A

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$, Avec : $A_{min} = 2cm.$

Donc $A_{choisit} > A_{min}$

Tableau.III.16.Vérification de la section d'armatures

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \geq A_{min}$
Travée	10.77	2	CV
Appuis	10.77	2	CV

III.3.5.2.Armatures de répartition :

Tableau.III.17. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	2.69	6HA8=3.01	20	45	CV
En appuis	2.69	6HA8=3.01	20	45	CV

III.3.6.Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau.III.18.Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.77	37	7.9	15	CV
En appuis	10.77	26.11	5.5	15	CV

III.3.7.Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.19.Vérification de l'effort tranchant

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X20	44.97	0.25	3.33	CV

III.3.8.Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{550} = 0.036 \geq 0.0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{5.5} = 0.036 \geq \frac{37}{15 * 43.53} = 0.05 & CNV \\ \frac{A}{b * d} = \frac{10.77}{550 * 17.5} = 0.0011 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

D'âpree le robot expert la flech est verifier a la limite : 10.4 <10.5 CV

Donc on augmente la section de beton e=21cm.

III.4.LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.1.Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau.III.20. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 5.25m $35cm \leq h \leq 52.5cm \; On \; adopte \; h = 40cm$ $28cm \leq b \leq 40cm \; On \; adopte \; b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30 \; cm \; \geq 20 \; cm$ $h = 40 \; cm \; \geq 30 \; cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b × h) = (30×40)cm²

III.4.2.Charges revenant à la poutre :

- $G = 20.06 \; kN/ml$;
- $P_u = 27.08 \; kN/ml \quad \Rightarrow \quad R_A = 71.09 \; kN/ml \quad ; \quad R_B = 71.09 \; kN/ml$
- $P_{ser} = 20.06 \; kN/ml \quad \Rightarrow \quad R_A = 52.65 \; kN/ml \quad ; \quad R_B = 52.65 \; kN/ml$

III.4.3.Calcul des efforts :

Tableau.III.21. Sollicitations des charges dans poutre palière

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	74.65	-46.56	71.09
ELS	55.28	-34.55	/

III.4.4.Calcul de ferraillage :

Armatures longitudinales :

Tableau.III.22. section d'armatures longitudinales *la poutre palière*

/	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	74.65	6.1	0	3HA12+3_{CH}HA12	3HA12
Appuis	-46,56	0	3.7	3HA12	33HA12+1_{CH}HA12

Armatures transversales : RPA99 (version2003) Art.7.5.2.2

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad Dans\ la\ zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad Dans\ la\ zone\ courante$$

Tableau.III.23. Section d'armatures transversales de poutre palière

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$T(cm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	0.8	4HA8 = 2.01

a)a) Vérification à l'E.L.S :

Tableau.III.24.Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	6.78	55.28	6.3	15	CV
En appuis	4.52	34.55	4.7	15	CV

b)b) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau.III.25.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X40	71.09	1.00	3.33	CV

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

- $A_{min} = 0.5\%b.h$
- $A_{max} = 4\%b.h$ ($Zone\ courante$)

Tableau.III.26.Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	9.05	6	48.00	CV
En appuis	6.79	6	48.00	CV

III.4.5.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0.114 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35.11}{10 * 43.32} = 0.0810 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{30 * 32.5} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (CV)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.dalle plaine :

III.5.1.Methode de calcule:

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.2.calcule de momment:

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

- ***Travail extern***

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

Text= P.f.

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

- ***Le travail interne***

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\boldsymbol{Tint = M.l.\theta}$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.5.3.Dalle pleine pour sous-sol (parking) :

III.5.3.1.Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq F_{limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\Upsilon_b}$$

$$u_c = 2(u+v)$$

$$Q_u \leq 0.045\ (4h^2 + 4b * h) * \frac{f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

$$3h^2 + 300h - 8000 \geq 0$$

$$h \geq 21.5$$

Donc : h=25cm

III.5.3.2.Calcul de la charge totale.

G = 8 .16 KN/m² } P_u= 14.77KN/m²

Q = 2.5 KN/m² } P_{ser}= 10.66 KN/m²

- ***Détermination de M :***

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Textavec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

III.5.3.3.Calcul du Travaille externe et interne.

Tableau.III.27. Travaille externe et interne

Travaille externe	***Résultat***	***Travaille interne***	***Résultat***
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$Pu \times (\frac{5 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$M \times f \times \frac{6.25}{x}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$Pu \times (\frac{2.5 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$2.5M \times f$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$Pu \times ((5-2x) \times 2.5) \times \frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{T_{int}} \quad (\boldsymbol{i})$	$M \times f \times (5 + \frac{12.5}{x})$
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext}}\,(\boldsymbol{i})$	$2 \times Text(1) + 4 \times Text(2) + 2 \times Text(3)$ $Text = Pu \times f \times (12.5 - 1.66x)$		

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

On obtient :

$$\mathrm{Pu} = \frac{\mathrm{M} \times (5 + \frac{12.5}{\mathrm{x}})}{(12.5 - 1.66\mathrm{x})} \rightarrow \mathrm{Pu} = \mathrm{f(x)dx} \Longrightarrow \frac{\mathrm{dp}}{\mathrm{dx}} \rightarrow \mathrm{x} = 2.5$$

Donc :

$\Longrightarrow$ Mu $= 12.30$ KN. m

$\Longrightarrow$ Mser $= 8.88$ KN. m

III.5.3.4.Calcul du ferraillage

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

Mtx $=$ Mty $= 0.75 \times$ Mu $= 9.23$KN. m ……. Le moment en travée.

Max $=$ May $= -0.5 \times$ Mu $= -6.12$KN. m ……. Le moment aux appuis.

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tableau.III.28.section d'armatures longitudinales de dalle pleine

	M (KN.m)	d (cm)	μ < μl	β	A cal (cm²/ml)	Amin (cm²)	A choisir (cm²)
En travée	9.23	22.5	0.038	0.981	2.7	**1.5**	**7HA8=3.52**
Eux appuis	6.12	22.5	0.026	0.987	2.7	**1.5**	**7HA8=3.52**

- ***Vérification de la section :***

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 8 \leq \frac{250}{10} = 25$$

- ***Condition d'espacement :***

$$St = \frac{100}{7} = 15cm \quad \leq \quad Min\,[3h = 75\,;\, 33cm] = 33cm$$

III.5.3.5.Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = \ Mty = \ 0.75 \times Mser = 6.66KN.m$ → Le moment en travée.

$Max = \ May = \ -0.5 \times Mser = -4.44KN.m$ → Le moment aux appuis.

Tableau.III.29.Vérification des contraintes dalle pleine

	A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\,adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\,adm}$
En Travée	3.52	6.66	0.62	15	oui
Eux Appuis	3.93	4.42	0.42	15	oui

III.5.3.6.Vérification de l'effort tranchant:

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{14.77 \times 5 \times 5}{2 \times 5 + 5} = 24.61\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{14.77 \times 5 \times 5}{3 \times 5} = 24.61KN$$

Tableau.III.30.Vérification de l'effort tranchant dalle pleine

V_X (KN)	V_Y (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
24.61	24.61	0.11	1.17	vérifiée

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4.La dalle machine

III.5.4.1.Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à

Celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi

Qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la

Dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.4.2.Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

Lx=2.10 m

Ly =2.1 m

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \rightarrow 4.67 \leq e \leq 5.25$$

- *Condition de l'E.N.A*

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la

dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e = 25 cm**

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

alors :

Donc :

$\Longrightarrow$ Mu $= 14.12$ KN. m

$\Longrightarrow$ Mser $= 10.42$KN. m

III.5.4.3.Calcul du ferraillage à l'ELU

Avec : b = 100 cm ; h = 25 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

Tableau.III.31. Calcul du ferraillage à l'ELU

$G\ (kN/m^2)$	$Q\ (kN/m^2)$	P_U (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)
59.78	5	88.20	64.78

	M(KN. m)	d (cm)	μ < μl	β	A cal (cm²/ml)	Am m²	A choisir (cm²)
En travée	14.12	22.5	0.054	0.972	2.7	**1.5**	**5HA10=3.93**
Eux appuis	7.06	22.5	0.036	0.982	2.7	**1.5**	**5THA0=3.93**

III.5.4.4.Vérification à l' E.L.S

Tableau.III.32. Verification à l'ELS

	A (cm²)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ adm}$
En Travée	3.93	10.42	1	15	oui
Eux Appuis	3.93	5.21	0.5	15	oui

III.5.4.5.Vérification de l'effort tranchant

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

VX	VY	τ (MPA)	τ_{adm} (MPA)	$\tau \leq \tau_{adm}$
9.88	9.88	0.04	1.17	Vérifiée

Tableau.III.33.Vérification de l'effort tranchant

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{14.12 \times 2.1 \times 2.1}{2 \times 2.1 + 2.1} = 9.88\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{14.12 \times 2.1 \times 2.1}{3 \times 2.1} = 9.88KN$$

III.5.4.6. Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{2.1} = 0.11 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.25}{2.1} = 0.11 > \frac{1}{20} \times \frac{12}{14.12} = 0.04$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 22.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005$$

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}. Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IV.1. Centre de masse et centre de torsion.

Niveau *(m)*	***Masse et centre de Masse***			***Inertie et centre d'inertie***	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
3.23	16208.27	18.897	15.151	24.529	16.218
6.46	15891.95	19.097	15.286	26.453	16.122
10.2	12711.02	20.891	15.902	22.248	15.635
13.77	12234.88	20.882	15.907	21.694	15.859
17	11936.46	20.879	15.919	21.466	16.030
20.23	11830.99	20.874	15.922	21.309	16.174
23.46	11722.96	20.859	15.926	21.193	16.297

26.69	11666.050	20.189	15.673	21.124	16.408

IV.2.3..Excentricité:

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau.IV.2. Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3.23	5.632	5.70	Oui	1.067	4.94	Oui
6.46	7.356	5.70	Non	0.836	4.94	Oui
10.20	1.357	5.70	Oui	0.267	4.94	Oui
13.77	0.812	5.70	Oui	0.048	4.94	Oui
17	0.587	5.70	Oui	0.111	4.94	Oui
20.23	0.435	5.70	Oui	0.252	4.94	Oui
23.46	0.334	5.70	Oui	0.371	4.94	Oui
26.69	0.935	5.70	Oui	0.735	4.94	Oui

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1.. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.3.2.. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1.. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum que 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.

IV.3.2.2.. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3.. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a)a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.2

b)b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

c)c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau.IV.3. Distribution des sollicitations suivant X.

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
26.69	58.190	41.810	0.00	100
23.46	59.967	40.033	0.00	100
20.23	62.097	37.903	0.00	100
17	64.535	35.465	0.00	100
13.77	61.940	38.060	0.00	100
10.20	62.050	37.950	0.00	100

6.46	52.721	47.279	0.00	100
3.23	57.159	42.841	0.00	100

Tableau.IV.4. Distribution des sollicitations suivant Y.

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
26.69	67.599	32.401	0.00	100
23.46	68.309	31.691	0.00	100
20.23	68.423	31.577	0.00	100
17	84.741	15.259	0.00	100
13.77	79.393	20.607	0.00	100
10.20	75.873	24.127	0.00	100
6.46	72.018	27.982	0.00	100
3.23	70.330	29.670	0.00	100

d)d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau.IV.5. Facteur de qualité.

Critère (q)	***Suivant X***		***Suivant X***	
	Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0

Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.2.4.. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale.**

1-1 Comportement modal.

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2- **Analyse statique et dynamique.**

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.

2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage.

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ.

2-2 Résistance des éléments :

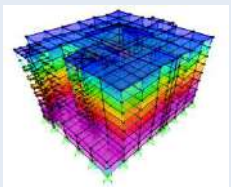
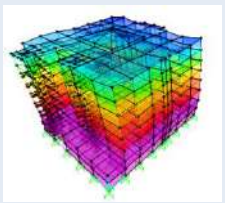
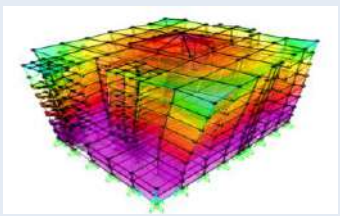
2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.3.2.4.1.Analyse modale :

1-1 Comportement modal :

Tableau.IV.6. Comportement des trois premiers modes.

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	0.455	0.412	0.350
Participation massique suivant X	51.18	4.02	0.09
Participation massique suivant Y	3.94	52.97	0.86
Participation massique suivant Z	0.15	0.86	52.10
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0.2\ sec$$

Avec :

N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{7} = 7.93 \quad \Rightarrow \quad K = 8 \quad , \quad T_K = 0.077\ sec.$$

Tableau.IV.7. Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	*Période (s)*	*Cumule des périodes (s)*	*Cumules des masses modales effectives (%)*		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.456	0.456	49.138	3.232	0.021
2	0.413	0.869	52.371	54.282	0.673
3	0.350	1.219	52.396	54.630	50.644
4	0.110	1.329	52.533	54.637	50.644
5	0.103	1.432	67.955	57.197	51.030
6	0.100	1.532	68.453	58.848	51.067
.	.	.	.	.	.
156	0.028	9.39	90.22	90.001	93.099

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 157 mode avec un temps égale à « T=9.39 sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

IV.3.2.4.2.Analyse statique et dynamique :

2-1 Stabilité de la structure :

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base V_t 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,

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.2

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 10 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.764$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 29.8}{\sqrt{27.90}} = 0.507 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 29.8}{\sqrt{24.55}} = 0.541$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 115701.743\ kN$$

Tableau.IV.8. Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.2	2.205	2.205	1.1	1.1	3.5	115701.743	16034.75	16034.75

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 15661.49\ kN \quad , \quad V_{ty} = 15661.49kN$$

Tableau.IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	$V(kN)$	$E_d(kN)$	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$
Sens X	15661.49	12585.28	0.804	CV
Sens Y	15661.49	12613.59	0.805	CV

IV.3.2.4.3..Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.507\ sec \quad , \quad T_y = 0.541\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau.IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de stabilité		***Moment de renversemen***		***Vérification***		
Msx	Msy	Mrx	Mry	Msx/Mry ≥ 1.5	Msy/Mry≥1.5	vérifier
1817983.09	2258189.75	-234789.75	232961.10	7.8038	9.61	

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = \frac{1817983.09}{232961.10} = 7.80 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = \frac{2258189.75}{234789.75} = 9.61 \geq 1.5 \quad CV$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions

IV.3.2.4.4..Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau.IV.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
26.69	3.23	1.5	5.25	0.87	3.23	CV
23.46	3.23	1.25	4.38	0.95	3.23	CV
20.23	3.23	0.98	3.43	0.94	3.23	CV
17	3.23	0.71	2.49	0.88	3.23	CV
13.77	3.57	0.46	1.61	0.84	3.57	CV
10.20	3.74	0.22	0.77	0.59	3.74	CV
6.46	3.23	0.05	0.18	0.11	3.23	CV
3.23	3.23	0.02	0.07	0.07	3.	CV

Tableau.IV.12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
26.69	3.23	1.34	4.69	0.84	3.23	CV
23.46	3.23	1.10	3.85	0.84	3.23	CV
20.23	3.23	0.86	3.01	0.80	3.23	CV
17	3.23	0.63	2.21	0.77	3.23	CV
13.77	3.57	0.41	1.44	0.70	3.57	CV
10.20	3.74	0.21	0.74	0.53	3.74	CV
6.46	3.23	0.06	0.21	0.14	3.23	CV
3.23	3.23	0.02	0.07	0.07	3.23	CV

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau.IV.13.Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
26.69	11471.440	0.87	0.84	2680.11	2693.03	323	0.0115	0.0111	CV
23.46	11480.770	0.95	0.84	2357.68	2369.05	323	0.0143	0.0126	CV
20.23	11584.750	0.94	0.80	2051.49	2061.38	323	0.0164	0.0139	CV
17	11680.170	0.88	0.77	1738.14	1746.52	323	0.0183	0.0159	CV
13.77	11956.700	0.84	0.70	1441.23	1448.17	357	0.0195	0.0162	CV
10.20	12406.250	0.59	0.53	1107.71	1113.05	374	0.0177	0.0158	CV
6.46	15575.520	0.11	0.14	880.77	885.01	323	0.0060	0.0076	CV
3.23	20963.520	0.07	0.07	592.73	595.58	323	0.0077	0.0076	CV

IV.3.2.4.5..Résistance des éléments :

a) Vérification de cisaillement des éléments.

b)Les poutres :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Tableau.IV.14.Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	269	$1.35G + 1.5Q + 1.5Q2$	2.10	Fissuration peu nuisible	3.33	CV
Poutres secondaires	30x40	175.83	$G + Q + Q2 + Edx$	1.56	Fissuration peu nuisible	4.35	CV
Longrines	30x35	8.55	$1.35G + 1.5Q + 1.5Q2$	0.09	Fissuration préjudiciable	2.50	CV

c)Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$ Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 1.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est é

Tableau.IV.15.Vérification de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Direction	*Voile*	*B(cm)*	*L(cm)*	$\|V_u\|$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	**Périphérique**	25	700	1566	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	1.392	5	CV
	Périphérique	25	700	1788.66	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	1.590	5	CV
	Périphérique	25	700	1921.11	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	1.708	5	CV
	Périphérique	25	1550	3326.74	$G+Q+Q_2 + V_{ty}$	1.335	5	CV
	Périphérique	25	500	883.42	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	1.099	5	CV
	1	25	500	709.41	$0.8G - V_{ty}$	0.883	5	CV
	2	25	500	698.65	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	0.869	5	CV
	3	25	500	692.27	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	0.861	5	CV
	4	25	500	525.04	$G+Q+Q_2 + V_{ty}$	0.653	5	CV
	5	25	500	717.61	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	0.893	5	CV
	6	25	500	585.83	$G+Q+Q_2 + V_{ty}$	0.729	5	CV
	7	25	500	636.90	$G+Q+Q_2 - V_{ty}$	0.793	5	CV

Tableau.IV.16.Vérification de cisaillement des voiles (Suivant X).

Direction	*Voile*	*B(cm)*	*L(cm)*	$\|V_u\|$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	**Périphérique**	25	1000	2037.58	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.268	5	CV
	Périphérique	25	400	915.08	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.423	5	CV
	Périphérique	25	400	867.55	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.350	5	CV
	Périphérique	25	500	976.25	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.215	5	CV
	Périphérique	25	2600	5713.94	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.367	5	CV
	Périphérique	25	500	975.99	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.215	5	CV
	1	25	500	557.24	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.693	5	CV
	2	25	300	651.11	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	1.350	5	CV
	3	25	500	556.56	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.693	5	CV
	4	25	500	448.36	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0558	5	CV
	5	25	300	189	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.392	5	CV
	6	25	500	372.37	$G+Q+Q_2-V_{tx}$	0.463	5	CV
	7	25	500	351	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.437	5	CV
	8	25	180	103	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.356	5	CV
	9	25	500	272	$G+Q+Q_2-V_{tx}$	0.338	5	CV
	10	25	500	309	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.385	5	CV
	11	25	300	229	$G+Q+Q_2-V_{tx}$	0.475	5	CV
	12	25	300	223.72	$G+Q+Q_2+V_{tx}$	0.464	5	CV

d)Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

IV.3.2.4.6..Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau.IV.17.Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
5éme	50	50	156.192	230400	G+Q+Q2+Edy	0.027	CV
4éme	50	50	373.374	230400	G+Q+Q2+Edy	0.065	CV
3éme	55	55	719	280900	G+Q+Q2+Edx	0.102	CV
2éme	55	55	1061.923	280900	G+Q+Q2+Edx	0.151	CV
1^{ier}	60	60	1398.776	336400	G+Q+Q2+Edx	0.164	CV
RDC	60	60	1779.093	336400	G+Q+Q2+Edx	0.212	CV
Sous-sol 1	65	65	2167	396900	G+Q+Q2+Edx	0.218	CV
Sous-sol 2	65	65	2632.976	396900	G+Q+Q2+Edx	0.265	CV

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableaux suivants :

Tableau.IV.18. Dimensions finales des éléments.

Eléments		*Section*
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Longrines		30x35
Voiles périphérique		25*L
Voile de contreventement		25xL
Poteaux	***5éme, 4éme étage***	50x50
	3éme, 2éme étage	55x55
	1^{ier}, RDC	60x60
	Sous-sol 1, Sous-sol 2	65x65

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a)Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b)Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.1.1.Ferraillage longitudinal des poutres :

a)Ferraillage longitudinal des poutres principales :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

Tableau.V.1. La section calculée d'armatures des poutres principales

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales(type1)	30x45	98.24	*ELU*	7.1	-190.90	$G+Q+E_y$	12.6
Poutres principales(type2)	30x45	26.81	*ELU*	1.8	-44.42	*ELU*	3.00

Tableau.V.2. La section choisie d'armatures des poutres principales.

Elément	***Section calculée***		***Section choisie***	
Poutres principales(type1)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	7.10	12.60	$3HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$	$3HA16 + 4_{CH}HA16 = 14.07$
Poutres principales(type2)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	1.8	3.00	$3HA12 = 3.39$	$3HA12 = 3.39$

b)Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau.V.3. La section calculée d'armatures des poutres secondaires.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres secondaire (type1)	30x30	40.10	*ELU*	3.2	-128.62	$G + Q + E_x$	9.4
Poutres secondaire (type2)	30x30	17.24	*ELU*	2	-36.89	*ELU*	3.1

Tableau.V.4. La section choisie d'armatures des poutres secondaires.

Elément	***Section calculée***		***Section choisie***	
Poutres secondaires(type1)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	3,2	9.4	$3HA14 = 8.04$	$3HA14 + 3_{CH}HA16 = 10.65$
Poutres secondaires(type2)	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	2	3.1	$3HA12 = 3.39$	$3HA12 = 3.39$

V.2.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS:

a)Vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale) :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau.V.5.Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales(type2)	72.03	-139.85	6.9	201.6	83.8	11.4	201.6	144.8	15	201.63	CV
Poutres principales(type2)	19.22	-30.49	1.6	201.6	21.5	4.3	201.6	47.6	15	201.6	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau.V.6.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales(type1)	14.07	8.04	6.75	1.35	CV
Poutres principales(type2)	3.39	3.39	6.75	1.35	CV

a)Vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire) :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau.V.7.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres secondairetype1)	29.19	-39.82	4.3	183.4	47.8	4.5	55.2	112.3	15	201.63	CV
Poutres secondaire(type2)	17.24	-26.89	4.6	49.6	201.6	3	31.8	146.2	15	201.6	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau.V.8.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres secondaire(type1)	4.62	10.65	4.5	0.9	CV
Poutres secondaire(type2)	3.39	3.39	4.5	0.9	CV

V.2.1.2.Vérification de la flèche :

a)Vérification de la flèche (poutre principale)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

Tableau.V.9.Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	*1iér condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales(type1)	0.09	0.625	**CV**	0.09	0.08	**CV**	0.01	0.0105	**CV**
Poutres principales(type2)	0.082	0.625	**CV**	0.082	0.08	**CNV**	0.003	0.0105	**CNV**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant logiciel robot expert :

$$\Delta f(mm) = 2.8 \leq \bar{f}(mm) = 10 \quad cv$$

b) Vérification de la flèche (poutre secondaire)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

Tableau.V.10.Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	*1iér condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres secondaires(type1)	0.09	0.625	**CV**	0.09	0.08	**CV**	0.01	0.0105	**CV**
Poutres secondaires(type2)	0.082	0.625	**CV**	0.082	0.08	**CNV**	0.003	0.0105	**CNV**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant logiciel robot expert :

$$\Delta f(mm) = 2.8 \leq \bar{f}(mm) = 10 \quad cv$$

V.2.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau.V.11.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	-259.11	$1.35G + 1.5Q_1 + 1.5Q_2$	2.03	3.33	CV
Poutres secondaires	30x35	-128.41	$G + Q_1 + Q_1 - E_x$	1.31	3.33	CV

V.2.2.Ferraillage de poutre secondaire (cas particulier) poutre type 3 :

a)Ferraillage longitudinal des poutres type3:

Tableau.V.12. La section calculée d'armatures des poutres type 3.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres type3	30x 35	81.95	ELU	6.8	-187.5	$G+Q_1+Q_1+E_x$	14.5

Tableau.V.13. La section choisie d'armatures des poutres type3.

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres type3	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.8	14.5	$3HA14+2_{CH}HA16=8.64$	$3HA14+5_{CH}HA16=14.07$

Vérification des contraintes à l'ELS (poutre type3) :

Tableau.V.14.Vérification des contraintes des poutres type3 à l'ELS

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres type3	59.75	-83.19	7.7	201.6	90.7	8.5	173.2	108	15	201.63	CV

Tableau.V.15.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres secondaire(type1)	8.64	14.67	4.5	0.9	CV

Vérification de la flèche (poutre type3) :

$$\Delta f(mm)=2.8\leq \bar{f}(mm)=10 \quad cv$$

V.2.3.Ferraillage de poutre secondaire a l'effet thermique:

Ferraillage longitudinal des poutres court :

Tableau.V.16. La section calculée d'armatures des poutres l'effet thermique.

Elément	(bxh)	$N(kN)$	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres	30x 35	463.16	81.95	ELU	6.8	-187.5	$G+Q_1+Q_1+E_x$	14.5

Tableau.V.17. La section choisie d'armatures des poutres l'effet thermique.

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.8	14.5	$3HA14+5_{CH}HA16=14.07$	$3HA14+5_{CH}HA16=14.07$

V.2.4.Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003*b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau.V.18. La section d'armatures transversales.

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ *(cm²)*
		$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	2.03	10	15	$4T8 = 2.01$
Poutres secondaires	1.31	10	15	$4T8 = 2.01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

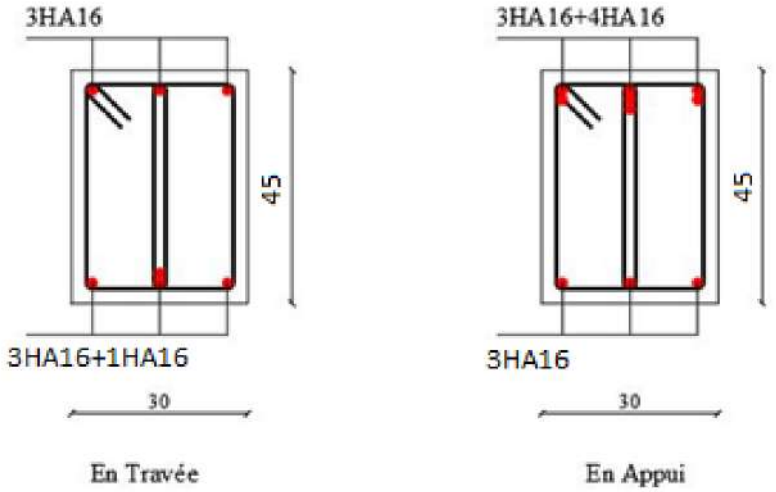


Figure V.1. Dessin de ferraillage des poutres principales type1.

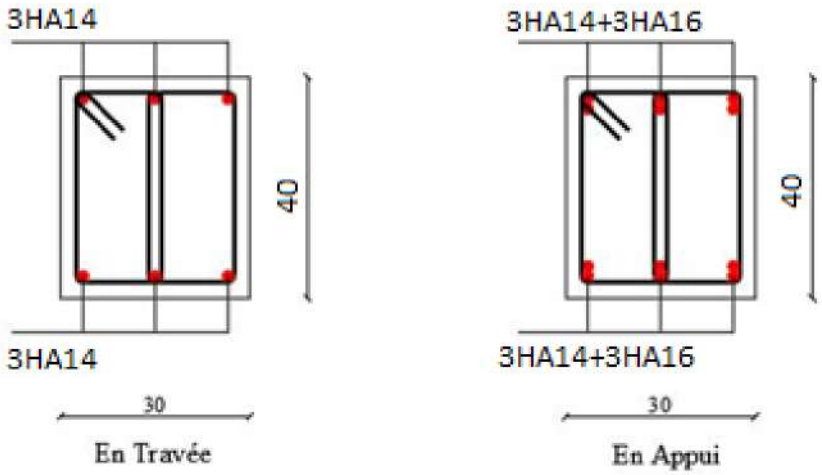


Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaires type1.

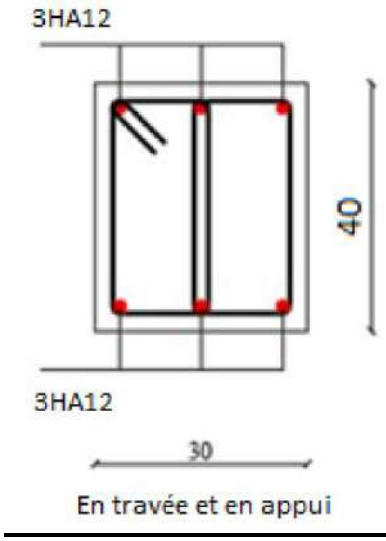


Figure V.3. Dessin de ferraillage des poutres (secondaires et principales) type2.

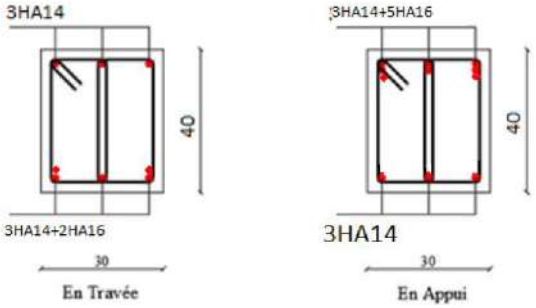


Figure V.4. Dessin de ferraillage des poutres court.

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1.Armatures longitudinales :

V.3.1.1.Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \frac{B}{1000}$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau.V.19. La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{cal\ Tat}$ (cm²)	$A_{min}(RPA)$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
								A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol (1 ;2)	65X65	N_{max}	3283	$M_{x\ corr}$	4.47	$M_{y\ corr}$	-16.79	3.3	2.0	10.5	38.02	14HA20 =43.98
		N_{min}	386	$M_{x\ corr}$	-0.057	$M_{y\ corr}$	-27.24	3.3	2.0	10.5		
		$M_{x\ max}$	66.23	$M_{y\ corr}$	-7.56	N_{corr}	1642	3.3	2.0	10.5		
		$M_{y\ max}$	92.20	$M_{x\ corr}$	2.14	N_{corr}	2093	3.3	2.0	10.5		
RDC +1 er	60X60	N_{max}	2307	$M_{x\ corr}$	-5.39	$M_{y\ corr}$	-1.4	3.0	1.8	9.80	32.4	12HA20 = 37.70
		N_{min}	593.61	$M_{x\ corr}$	-16.31	$M_{y\ corr}$	9.88	3.0	1.8	9.80		
		$M_{x\ max}$	66.47	$M_{y\ corr}$	0.60	N_{corr}	1025	3.0	1.8	9.80		
		$M_{y\ max}$	55.50	$M_{x\ corr}$	20.06	N_{corr}	679	3.0	1.8	9.80		
2éme + 3éme	55X55	N_{max}	1529.7	$M_{x\ corr}$	-4.00	$M_{y\ corr}$	1.75	2.8	1.6	8.8	27.22	4HA20+8HA16 = 28.56
		N_{min}	289.81	$M_{x\ corr}$	16.53	$M_{y\ corr}$	7.31	2.8	1.6	8.8		
		$M_{x\ max}$	69.86	$M_{y\ corr}$	0.22	N_{corr}	476	2.8	1.6	8.8		
		$M_{y\ max}$	49.53	$M_{x\ corr}$	0.43	N_{corr}	389	2.8	1.6	8.8		
4éme + 5éme	50X50	N_{max}	782.88	$M_{x\ corr}$	-2.15	$M_{y\ corr}$	2.66	2.3	1.3	7.2	22.5	12HA16 = 24.13
		N_{min}	47.9	$M_{x\ corr}$	51.88	$M_{y\ corr}$	-6.93	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x\ max}$	87.19	$M_{y\ corr}$	2.51	N_{corr}	164	2.3	1.3	7.2		
		$M_{y\ max}$	42.59	$M_{x\ corr}$	-40.27	N_{corr}	181.49	2.3	1.3	7.2		

V.3.1.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.20.Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous-sol (1 ;2)	65X65	N_{max}	2392	$M_{x\ corr}$	3.26	$M_{y\ corr}$	-12.38	Préjudiciable	4.1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	4.89	$M_{x\ corr}$	10.49	$M_{y\ corr}$	8.78	Préjudiciable	0.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{x\ max}$	47.69	$M_{y\ corr}$	-5.33	N_{corr}	1186.52	Préjudiciable	3.8	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\ max}$	70.24	$M_{x\ corr}$	2.87	N_{corr}	1603.25	Préjudiciable	4.6	/	15	/	Vérifiée
RDC +1 er	60x60	N_{max}	1646.15	$M_{x\ corr}$	2.961	$M_{y\ corr}$	-1.50	Préjudiciable	3.9	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	257.4	$M_{x\ corr}$	-5.19	$M_{y\ corr}$	3.70	Préjudiciable	4.9	70.8	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\ max}$	48.53	$M_{y\ corr}$	-2.77	N_{corr}	854.94	Préjudiciable	3.40	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\ max}$	41.56	$M_{x\ corr}$	15.46	N_{corr}	492.58	Préjudiciable	2.40	34.0	15	201.63	Vérifiée
2éme + 3éme	55x55	N_{max}	1118.93	$M_{x\ corr}$	-1.9	$M_{y\ corr}$	0.59	Préjudiciable	3.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	140.65	$M_{x\ corr}$	1.06	$M_{y\ corr}$	-7.14	Préjudiciable	1.14	19.9	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\ max}$	47.72	$M_{y\ corr}$	0.009	N_{corr}	344.21	Préjudiciable	3.80	53.3	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\ max}$	34.90	$M_{x\ corr}$	-14.3	N_{corr}	278.38	Préjudiciable	2.50	35.0	15	201.63	Vérifiée
4éme + 5éme	50x50	N_{max}	572.95	$M_{x\ corr}$	-0.58	$M_{y\ corr}$	1.14	Préjudiciable	3.10	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	47.24	$M_{x\ corr}$	50.17	$M_{y\ corr}$	-6.85	Préjudiciable	1.30	18.0	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\ max}$	62.58	$M_{y\ corr}$	0.77	N_{corr}	40.72	Préjudiciable	3.70	50.7	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\ max}$	69.25	$M_{x\ corr}$	-0.36	N_{corr}	90.05	Préjudiciable	2.30	31.8	15	201.63	Vérifiée

V.3.2.Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau.V.21. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol 1 + Sous-sol 2	65x65	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
RDC + 1^{ier}	60x60	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
2éme + 3éme	55x55	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
4éme + 5éme	50x50	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

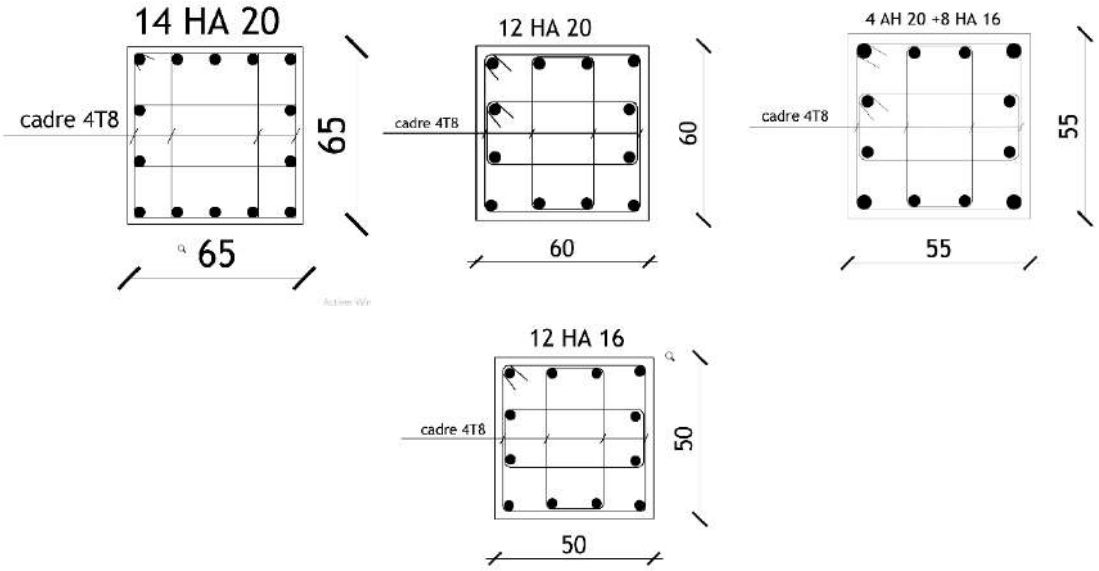


Figure V.5. Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1.Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau.V.22. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Niveau	*Voile*	L *(m)*	N (kN)	M $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Voile (1 Y-Z)	$5^{éme}$	5	111.96	950.85	0.8G-Edy	-0.82	1.00	2.25	232.02	5.80
	$4^{éme}$	5	9.17	2023.74	0.8G-Edy	-1.94	1.95	2.49	602.55	15.06
	$3^{éme}$	5	-204.38	3016.13	0.8G-Edy	-3.06	2.73	2.64	1009.91	25.25
	$2^{éme}$	5	-536.36	4197.62	0.8G-Edy	-4.46	3.60	2.77	1541.74	38.54
	1^{er}	5	-868.67	5567.23	0.8G-Edy	-6.04	4.65	2.83	2132.74	53.32
	RDC	5	-1364.12	6920.71	0.8G-Edy	-7.74	5.55	2.91	2814.29	70.36
Voile (2 Y-Z)	$5^{éme}$	5	111.96	-464.95	0.8G+Edy	0.64	-0.26	1.43	45.55	1.14
	$4^{éme}$	5	9.17	-1230.98	0.8G+Edy	1.56	-0.80	1.70	171.15	4.28
	$3^{éme}$	5	-204.38	-2078.80	0.8G+Edy	2.53	-1.46	1.83	333.98	8.35
	$2^{éme}$	5	-536.36	-3301.03	0.8G+Edy	3.88	-2.46	1.94	594.80	14.87
	1^{er}	5	-868.67	-4884.09	0.8G+Edy	5.54	-3.84	2.05	982.98	24.57
	RDC	5	-1364.12	-7583.40	0.8G+Edy	8.31	-6.25	2.15	1678.74	41.97
Voile (3 Y-Z)	$5^{éme}$	5	312.03	419.19	0.8G-Edy	-0.15	0.65	0.95	18.13	0.45
	$4^{éme}$	5	615.46	1073.88	0.8G-Edy	-0.54	1.52	1.31	87.92	2.20
	$3^{éme}$	5	873.00	1802.17	0.8G-Edy	-1.03	2.43	1.49	192.25	4.81
	$2^{éme}$	5	1165.42	2841.85	0.8G-Edy	-1.80	3.66	1.65	369.41	9.24
	1^{er}	5	1390.84	4112.23	0.8G-Edy	-2.84	5.06	1.80	636.25	15.91
	RDC	5	1692.94	5951.32	0.8G-Edy	-4.36	7.07	1.91	1039.26	25.98
Voile (4 Y-Z)	$5^{éme}$	5	333.04	495.15	0.8G-Edy	-0.21	0.74	1.10	28.69	0.72
	$4^{éme}$	5	635.24	1081.00	0.8G-Edy	-0.53	1.55	1.28	84.45	2.11
	$3^{éme}$	5	889.58	1739.59	0.8G-Edy	-0.96	2.38	1.43	171.86	4.30
	$2^{éme}$	5	1177.76	2708.05	0.8G-Edy	-1.66	3.54	1.59	330.25	8.26
	1^{er}	5	1396.08	3934.37	0.8G-Edy	-2.66	4.89	1.76	585.48	14.64
	RDC	5	1690.36	5749.72	0.8G-Edy	-4.17	6.87	1.89	983.27	24.58

Niveau	*Voile*	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t *(MPa)*	σ_c *(MPa)*	L_t *(m)*	N_t *(kN)*	A_{vt} *(cm²)*
Voile (5 Y-Z)	$5^{éme}$	5	243.24	-1153.59	0.8G+Edy	1.30	-0.91	2.06	235.14	5.88
	$4^{éme}$	5	477.02	-1937.75	0.8G+Edy	2.24	-1.48	1.99	367.28	9.18
	$3^{éme}$	5	688.68	-2750.07	0.8G+Edy	3.19	-2.09	1.98	516.61	12.92
	$2^{éme}$	5	903.73	-3664.27	0.8G+Edy	4.24	-2.79	1.99	693.85	17.35
	1^{er}	5	1156.48	-4787.60	0.8G+Edy	5.52	-3.67	2.00	916.24	22.91
	RDC	5	1319.17	-5268.16	0.8G+Edy	6.11	-4.00	1.98	989.68	24.74
Voile (6 Y-Z)	$5^{éme}$	5	116.83	621.46	0.8G-Edy	-0.50	0.69	2.11	132.60	3.31
	$4^{éme}$	5	252.47	1208.77	0.8G-Edy	-0.96	1.36	2.06	247.38	6.18
	$3^{éme}$	5	321.73	1886.89	0.8G-Edy	-1.55	2.07	2.14	416.63	10.42
	$2^{éme}$	5	405.02	2925.82	0.8G-Edy	-2.48	3.13	2.21	686.92	17.17
	1^{er}	5	483.22	4377.38	0.8G-Edy	-3.82	4.59	2.27	1082.72	27.07
	RDC	5	607.60	6484.93	0.8G-Edy	-5.74	6.71	2.30	1653.54	41.34
Voile (7 Y-Z)	$5^{éme}$	5	245.20	-556.51	0.8G+Edy	0.73	-0.34	1.58	66.86	1.67
	$4^{éme}$	5	483.99	-1122.68	0.8G+Edy	1.46	-0.69	1.60	138.28	3.46
	$3^{éme}$	5	687.17	-1791.83	0.8G+Edy	2.27	-1.17	1.70	248.87	6.22
	$2^{éme}$	5	915.15	-2864.41	0.8G+Edy	3.48	-2.02	1.83	462.66	11.57
	1^{er}	5	1088.14	-4310.94	0.8G+Edy	5.01	-3.27	1.97	806.43	20.16
	RDC	5	1314.35	-6447.70	0.8G+Edy	7.24	-5.14	2.08	1332.95	33.32

Tableau.V.23. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Niveau	*Voile*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Voile (1 Y-Z)	$5^{éme}$	2.25	5.80	11.27	1.98	10	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$4^{éme}$	2.49	15.06	12.45	1.34	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$3^{éme}$	2.64	25.25	13.21	0.93	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	$2^{éme}$	2.77	38.54	13.83	0.44	15	2x 30HA10	4HA10	2x 34HA10
	1^{er}	2.83	53.32	14.13	1.42	15	2x 30HA12	4HA12	2x 34HA12
	RDC	2.91	70.36	14.55	1.60	15	2x 30HA14	4HA14	2x 34HA14
Voile (2 Y-Z)	$5^{éme}$	1.43	1.14	7.14	1.87	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$4^{éme}$	1.70	4.28	8.51	1.31	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$3^{éme}$	1.83	8.35	9.15	0.88	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$2^{éme}$	1.94	14.87	9.69	0.42	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	1^{er}	2.05	24.57	10.24	1.45	15	2x 15HA12	8HA12	2x 34HA12
	RDC	2.15	41.97	10.74	1.71	15	2x 15HA14	8HA14	2x 34HA14
Voile (3 Y-Z)	$5^{éme}$	0.95	0.45	4.75	1.88	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.31	2.20	6.53	1.22	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.49	4.81	7.45	0.81	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	1.65	9.24	8.23	0.47	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	1^{er}	1.80	15.91	8.98	1.33	15	2x 14HA10	12HA10	2x 34HA10
	RDC	1.91	25.98	9.54	1.81	15	2x 14HA12	12HA12	2x 34HA12
Voile (4 Y-Z)	$5^{éme}$	0.72	0.72	5.49	1.76	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	2.11	2.11	6.38	1.14	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	4.30	4.30	7.17	0.71	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	8.26	8.26	7.97	0.51	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	1^{er}	14.64	14.64	8.80	1.16	15	2x 14HA10	12HA10	2x 34HA10
	RDC	24.58	24.58	9.44	1.71	15	2x 14HA12	12HA12	2x 34HA12

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}RPA$ (cm²)	$A_{t\,min}CBA$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
Voile (5 Y-Z)	$5^{éme}$	2.06	5.88	10.30	1.87	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.99	9.18	9.94	1.31	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.98	12.92	9.89	0.88	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	1.99	17.35	9.93	0.42	15	2x 14HA8	12HA8	2x 34HA8
	1^{er}	2.00	22.91	9.98	1.45	15	2x 14HA10	12HA10	2x 34HA10
	RDC	1.98	24.74	9.89	1.71	15	2x 14HA12	12HA12	2x 34HA12
Voile (6 Y-Z)	$5^{éme}$	2.11	3.31	10.54	1.88	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$4^{éme}$	2.06	6.18	10.32	1.22	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$3^{éme}$	2.14	10.42	10.72	0.81	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	$2^{éme}$	2.21	17.17	11.06	0.47	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	1^{er}	2.27	27.07	11.35	1.33	15	2x 15HA12	8HA12	2x 34HA12
	RDC	2.30	41.34	11.52	1.81	15	2x 15HA14	8HA14	2x 34HA14
Voile (7 Y-Z)	$5^{éme}$	1.58	1.67	7.91	1.76	15	2x 15HA8	8HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.60	3.46	8.01	1.14	15	2x 15HA8	8HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.70	6.22	8.51	0.71	15	2x 15HA8	8HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	1.83	11.57	9.17	0.51	15	2x 15HA8	8HA8	2x 34HA8
	1^{er}	1.97	20.16	9.87	1.16	15	2x 15HA10	8HA10	2x 34HA10
	RDC	2.08	33.32	10.38	1.71	15	2x 15HA12	8HA12	2x 34HA12

Tableau.V.24. La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Niveau	*Voile*	L *(m)*	N (kN)	M $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Voile (1 X-Z)	$5^{éme}$	5	247.25	-616.24	0.8G-Edy	0.79	-0.39	1.66	81.91	2.05
	$4^{éme}$	5	478.46	-1494.89	0.8G-Edy	1.82	-1.05	1.83	241.14	6.03
	$3^{éme}$	5	674.24	-2490.72	0.8G-Edy	2.93	-1.85	1.94	448.12	11.20
	$2^{éme}$	5	895.91	-3874.77	0.8G-Edy	4.44	-3.00	2.02	757.63	18.94
	1^{er}	5	1067.40	-5580.08	0.8G-Edy	6.21	-4.50	2.10	1182.86	29.57
	RDC	5	1296.49	-7819.59	0.8G-Edy	8.54	-6.47	2.15	1742.41	43.56
Voile (2 X-Z)	$5^{éme}$	1.5	-6.74	-6.74	0.8G-Edy	1.11	-1.15	0.76	109.19	2.73
	$4^{éme}$	1.5	76.03	76.03	0.8G-Edy	1.53	-1.13	0.64	89.44	2.24
	$3^{éme}$	1.5	101.04	101.04	0.8G-Edy	1.88	-1.34	0.62	104.75	2.62
	$2^{éme}$	1.5	91.74	91.74	0.8G-Edy	2.32	-1.83	0.66	151.49	3.79
	1^{er}	1.5	91.68	91.68	0.8G-Edy	1.54	-1.05	0.61	80.14	2.00
	RDC	1.5	-376.60	-376.60	0.8G-Edy	9.11	-11.11	0.82	1145.48	28.64
Voile (3 X-Z)	$5^{éme}$	1.5	-9.16	-121.56	0.8G-Edy	1.27	-1.32	0.76	126.18	3.15
	$4^{éme}$	1.5	59.56	-153.69	0.8G-Edy	1.80	-1.48	0.68	125.35	3.13
	$3^{éme}$	1.5	39.08	-185.49	0.8G-Edy	2.08	-1.87	0.71	166.46	4.16
	$2^{éme}$	1.5	-21.00	-219.41	0.8G-Edy	2.28	-2.40	0.77	230.04	5.75
	1^{er}	1.5	-59.69	-187.44	0.8G-Edy	1.84	-2.16	0.81	218.47	5.46
	RDC	1.5	-561.45	-811.23	0.8G-Edy	7.16	-10.15	0.88	1116.24	27.91
Voile (4 X-Z)	$5^{éme}$	5	282.07	495.57	0.8G-Edy	-0.25	0.70	1.31	41.08	1.03
	$4^{éme}$	5	552.90	1433.16	0.8G-Edy	-0.93	1.82	1.70	197.94	4.95
	$3^{éme}$	5	780.57	2476.65	0.8G-Edy	-1.75	3.00	1.84	403.96	10.10
	$2^{éme}$	5	1037.22	3909.64	0.8G-Edy	-2.92	4.58	1.95	711.61	17.79
	1^{er}	5	1229.33	5711.14	0.8G-Edy	-4.50	6.47	2.05	1153.81	28.85
	RDC	5	1482.69	8158.09	0.8G-Edy	-6.65	9.02	2.12	1762.22	44.06

Niveau	*Voile*	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t *(MPa)*	σ_c *(MPa)*	L_t *(m)*	N_t *(kN)*	A_{vt} *(cm²)*
Voile (5 X-Z)	$5^{éme}$	1.5	34.98	-51.03	0.8G-Edy	0.64	-0.45	0.62	35.04	0.88
	$4^{éme}$	1.5	76.49	-97.74	0.8G-Edy	1.25	-0.84	0.60	63.24	1.58
	$3^{éme}$	1.5	40.50	-130.00	0.8G-Edy	1.49	-1.28	0.69	110.54	2.76
	$2^{éme}$	1.5	-24.27	-156.06	0.8G-Edy	1.60	-1.73	0.78	168.43	4.21
	1^{er}	1.5	-132.71	-205.28	0.8G-Edy	1.84	-2.54	0.87	277.00	6.92
	RDC	1.5	-345.59	-345.40	0.8G-Edy	2.76	-4.61	0.94	539.81	13.50
Voile (6 X-Z)	$5^{éme}$	1.5	21.11	-88.47	0.8G-Edy	1.00	-0.89	0.71	78.23	1.96
	$4^{éme}$	1.5	65.61	-122.77	0.8G-Edy	1.48	-1.13	0.65	92.16	2.30
	$3^{éme}$	1.5	88.35	-147.26	0.8G-Edy	1.81	-1.34	0.64	106.40	2.66
	$2^{éme}$	1.5	78.03	-170.13	0.8G-Edy	2.02	-1.61	0.66	133.35	3.33
	1^{er}	1.5	21.60	-225.24	0.8G-Edy	2.46	-2.34	0.73	214.57	5.36
	RDC	1.5	-141.10	-338.48	0.8G-Edy	3.23	-3.99	0.83	412.71	10.32
Voile (7 X-Z)	$5^{éme}$	3	98.94	-202.45	0.8G-Edy	0.67	-0.41	1.13	57.80	1.44
	$4^{éme}$	3	258.37	-410.52	0.8G-Edy	1.44	-0.75	1.03	96.40	2.41
	$3^{éme}$	3	445.98	-581.61	0.8G-Edy	2.15	-0.96	0.92	110.56	2.76
	$2^{éme}$	3	640.35	-821.84	0.8G-Edy	3.05	-1.34	0.92	153.11	3.83
	1^{er}	3	699.59	-1137.15	0.8G-Edy	3.97	-2.10	1.04	272.58	6.81
	RDC	3	549.47	-2083.59	0.8G-Edy	6.29	-4.82	1.30	785.17	19.63
Voile (8 X-Z)	$5^{éme}$	1.8	350.00	379.00	0.8G-Edy	-2.03	3.59	0.65	165.07	4.13
	$4^{éme}$	1.8	302.00	214.00	0.8G-Edy	-0.91	2.26	0.52	59.30	1.48
	$3^{éme}$	1.8	293.00	232.00	0.8G-Edy	-1.07	2.37	0.56	74.59	1.86
	$2^{éme}$	1.8	352.00	299.00	0.8G-Edy	-1.43	3.00	0.58	104.25	2.61
	1^{er}	1.8	407.00	426.00	0.8G-Edy	-2.25	4.06	0.64	180.66	4.52
	RDC	1.8	530.00	558.00	0.8G-Edy	-2.96	5.31	0.64	237.76	5.94

Tableau.V.25. La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Niveau	*Voile*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Voile (1 X-Z)	$5^{éme}$	1.66	2.05	8.32	1.98	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.83	6.03	9.17	1.34	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.94	11.20	9.68	0.93	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	2.02	18.94	10.09	0.44	15	2x 25HA8	18HA8	2x 34HA8
	1^{er}	2.10	29.57	10.51	1.42	15	2x 25HA10	18HA10	2x 34HA10
	RDC	2.15	43.56	14.55	1.60	15	2x 25HA12	18HA12	2x 34HA12
Voile (2 X-Z)	$5^{éme}$	0.76	2.73	3.81	1.87	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$4^{éme}$	0.64	2.24	3.18	1.31	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$3^{éme}$	0.62	2.62	3.12	0.88	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$2^{éme}$	0.66	3.79	3.31	0.42	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	1^{er}	0.61	2.00	3.04	1.45	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	RDC	0.82	28.64	4.12	1.71	8	2x 11HA14	9HA14	2x 20HA12
Voile (3 X-Z)	$5^{éme}$	0.76	3.15	3.82	1.88	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$4^{éme}$	0.68	3.13	3.39	1.22	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$3^{éme}$	0.71	4.16	3.55	0.81	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	$2^{éme}$	0.77	5.75	3.84	0.47	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	1^{er}	0.81	5.46	4.05	1.33	8	2x 11HA8	9HA8	2x 20HA8
	RDC	0.88	27.91	4.40	1.81	8	2x 11HA14	9HA12	2x 20HA12
Voile (4 X-Z)	$5^{éme}$	1.31	1.03	6.57	1.76	15	2x 25HA8	9HA8	2x 34HA8
	$4^{éme}$	1.70	4.95	8.48	1.14	15	2x 25HA8	9HA8	2x 34HA8
	$3^{éme}$	1.84	10.10	9.22	0.71	15	2x 25HA8	9HA8	2x 34HA8
	$2^{éme}$	1.95	17.79	9.74	0.51	15	2x 25HA8	9HA8	2x 34HA8
	1^{er}	2.05	28.85	10.26	1.16	15	2x 25HA10	9HA10	2x 34HA10
	RDC	2.12	44.06	10.61	1.71	15	2x 25HA12	9HA12	2x 34HA12

Niveau	Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}RPA$ (cm²)	$A_{t\,min}CBA$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
Voile (5 X-Z)	5éme	0.62	0.88	3.11	1.87	15	2x 7HA8	4HA8	2x 11HA8
	4éme	0.60	1.58	3.02	1.31	15	2x 7HA8	4HA8	2x 11HA8
	3éme	0.69	2.76	3.46	0.88	15	2x 7HA8	4HA8	2x 11HA8
	2éme	0.78	4.21	3.90	0.42	15	2x 7HA8	4HA8	2x 11HA8
	1er	0.87	6.92	4.36	1.45	15	2x 7HA8	4HA8	2x 11HA8
	RDC	0.94	13.50	4.69	1.71	15	2x 7HA12	4HA12	2x 11HA12
Voile (6 X-Z)	5éme	0.71	1.96	3.53	1.88	15	2x 6HA8	4HA8	2x 11HA8
	4éme	0.65	2.30	3.25	1.22	15	2x 6HA8	4HA8	2x 11HA8
	3éme	0.64	2.66	3.19	0.81	15	2x 6HA8	4HA8	2x 11HA8
	2éme	0.66	3.33	3.32	0.47	15	2x 6HA8	4HA8	2x 11HA8
	1er	0.73	5.36	3.66	1.33	15	2x 6HA8	4HA8.03	2x 11HA8
	RDC	0.83	10.32	4.14	1.81	15	2x 6HA12	4HA12	2x 11HA10
Voile (7 X-Z)	5éme	1.13	1.44	5.67	1.76	15	2x 9HA8	11HA8	2x 21HA8
	4éme	1.03	2.41	5.14	1.14	15	2x 9HA8	11HA8	2x 21HA8
	3éme	0.92	2.76	4.62	0.71	15	2x 9HA8	11HA8	2x 21HA8
	2éme	0.92	3.83	4.58	0.51	15	2x 9HA8	11HA8	2x 21HA8
	1er	1.04	6.81	5.19	1.16	15	2x 9HA8	11HA8	2x 21HA8
	RDC	1.30	19.63	6.51	1.71	15	2x 9HA12	11HA8	2x 21HA8
Voile (8 X-Z)	5éme	0.65	4.13	3.25	1.76	15	2x 5HA8	6HA8	2x 12HA8
	4éme	0.52	1.48	2.59	1.14	15	2x 5HA8	6HA8	2x 12HA8
	3éme	0.56	1.86	2.80	0.71	15	2x 5HA8	6HA8	2x 12HA8
	2éme	0.58	2.61	2.91	0.51	15	2x 5HA8	6HA8	2x 12HA8
	1er	0.64	4.52	3.21	1.16	15	2x 5HA10	6HA10	2x 12HA10
	RDC	0.64	5.94	3.22	1.71	15	2x 5HA10	6HA10	2x 12HA10

V.4.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.

Tableau.V.26.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	*Etage*	N (MPa)	M *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 1	$5^{éme}$	111.96	950.85	0.4	15	CV
	$4^{éme}$	9.17	2023.74	0.62	15	CV
	$3^{éme}$	-204.38	3016.13	0.8	15	CV
	$2^{éme}$	-536.36	4197.62	0.9	15	CV
	1^{er}	-868.67	5567.23	1.02	15	CV
	RDC	-1364.12	6920.71	1.3	15	CV
Voile 1	$5^{éme}$	202.03	266.03	0.37	15	CV
	$4^{éme}$	391.26	1086.24	0.56	15	CV
	$3^{éme}$	552.71	1956.18	0.74	15	CV
	$2^{éme}$	735.82	3200.02	0.94	15	CV
	1^{er}	881.12	4776.55	1.11	15	CV
	RDC	1077.04	7438.43	1.36	15	CV

Tableau.V.27.Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	*Etage*	N (MPa)	M *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 7	$5^{éme}$	276.77	496.58	0.33	15	CV
	$4^{éme}$	540.91	1432.69	0.59	15	CV
	$3^{éme}$	763.26	2472.3	0.81	15	CV
	$2^{éme}$	1014.01	3895.44	1.07	15	CV
	1^{er}	1202.76	5666.32	1.29	15	CV
	RDC	1452.58	8019.34	1.63	15	CV
Voile 7	$5^{éme}$	-6.74	-105.79	0.31	15	CV
	$4^{éme}$	76.03	-124.55	0.58	15	CV
	$3^{éme}$	101.04	-151.05	0.82	15	CV
	$2^{éme}$	91.74	-194.66	1	15	CV
	1^{er}	91.68	-121.66	1.58	15	CV
	RDC	-376.6	-947.83	2.7	15	CV
Voile 7	$5^{éme}$	98.94	-202.45	0.55	15	CV
	$4^{éme}$	258.37	-410.52	0.8	15	CV
	$3^{éme}$	445.98	-581.61	1.06	15	CV
	$2^{éme}$	640.35	-821.84	1.39	15	CV
	1^{er}	699.59	-1137.15	1.58	15	CV
	RDC	549.47	-2083.59	2.61	15	CV

V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau.V.28.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Voile	*Etage*	d *(cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Voile 7	$5^{éme}$	430	18	-549,39	0,68	Préjudiciable	5	CV
	$4^{éme}$			-952,1	1,18	Préjudiciable	5	CV
	$3^{éme}$			-1220,2	1,52	Préjudiciable	5	CV
	$2^{éme}$			-1474,73	1,84	Préjudiciable	5	CV
	1^{er}			-1663,96	2,07	Préjudiciable	5	CV
	RDC			-1705,99	2,12	Préjudiciable	5	CV
Voile 7	$5^{éme}$	340	18	-74,55	0,09	Préjudiciable	5	CV
	$4^{éme}$			-409,84	0,51	Préjudiciable	5	CV
	$3^{éme}$			-600,1	0,75	Préjudiciable	5	CV
	$2^{éme}$			-828,26	1,03	Préjudiciable	5	CV
	1^{er}			-1096,61	1,36	Préjudiciable	5	CV
	RDC			-1522,41	1,89	Préjudiciable	5	CV

Tableau.V.29.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Voile	*Etage*	d *(cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Voile 7	$5^{éme}$	430	18	255,5	0,19	Préjudiciable	5	CV
	$4^{éme}$			586,4	0,39	Préjudiciable	5	CV
	$3^{éme}$			822,04	1	Préjudiciable	5	CV
	$2^{éme}$			1062,61	1,29	Préjudiciable	5	CV
	1^{er}			1334,95	1,61	Préjudiciable	5	CV
	RDC			1537,61	1,84	Préjudiciable	5	CV
Voile 7	$5^{éme}$	340	18	-74,36	0,31	Préjudiciable	5	CV
	$4^{éme}$			-74,02	0,35	Préjudiciable	5	CV
	$3^{éme}$			-79,27	0,37	Préjudiciable	5	CV
	$2^{éme}$			-89,43	0,37	Préjudiciable	5	CV
	1^{er}			-33,32	0,14	Préjudiciable	5	CV
	RDC			-384,67	1,6	Préjudiciable	5	CV
Voile 7	$5^{éme}$	340	18	-152,13	0,32	Préjudiciable	5	CV
	$4^{éme}$			-217,77	0,45	Préjudiciable	5	CV
	$3^{éme}$			-246,56	0,51	Préjudiciable	5	CV
	$2^{éme}$			-273,51	0,57	Préjudiciable	5	CV
	1^{er}			-306,4	0,64	Préjudiciable	5	CV
	RDC			-494,64	1,03	Préjudiciable	5	CV

V.4.1.4.Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Tableau.V.30. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	Etage	N_u (kN)	τ (MPa)	hps (cm)	he $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
Voile (1 y z)	$5^{éme}$	111,96	0,68	40	283	35,61	2x 20HA10	15
	$4^{éme}$	9,17	1,18	40	283	35,61	2x 20HA10	15
	$3^{éme}$	-204,38	1,52	40	283	35,61	2x 20HA12	15
	$2^{éme}$	-536,36	1,84	40	283	35,61	2x 20HA12	15
	1^{er}	-868,67	2,07	40	317	51,27	2x 20HA14	15
	RDC	-1364,12	2,12	40	334	69,79	2x 30HA14	15
Voile (2 y z)	$5^{éme}$	202,03	0,09	40	283	35,61	2x 22HA9	15
	$4^{éme}$	391,26	0,51	40	283	35,61	2x 22HA10	15
	$3^{éme}$	552,71	0,75	40	283	35,61	2x 22HA11	15
	$2^{éme}$	735,82	1,03	40	283	35,61	2x 22HA12	15
	1^{er}	881,12	1,36	40	317	51,27	2x 22HA14	15
	RDC	1077,04	1,89	40	334	69,79	2x 23HA14	15

Tableau.V.31. La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	*Etage*	N_u (kN)	τ (MPa)	*hps* (cm)	*he* $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
Voile (1 x z)	$5^{éme}$	276,77	0,19	40	283	22,79	2x 23HA8	15
	$4^{éme}$	540,91	0,39	40	283	22,79	2x 23HA8	15
	$3^{éme}$	763,26	1	40	283	22,79	2x 23HA8	15
	$2^{éme}$	1014,01	1,29	40	283	22,79	2x 23HA8	15
	1^{er}	1202,76	1,61	40	317	35,61	2x 23HA10	15
	RDC	1452,58	1,84	40	334	51,27	2x 23HA12	15
Voile (2 x z)	$5^{éme}$	-6,74	0,31	40	283	13,41	2x 20HA8	15
	$4^{éme}$	76,03	0,35	40	283	13,41	2x 20HA8	15
	$3^{éme}$	101,04	0,37	40	283	13,41	2x 20HA8	15
	$2^{éme}$	91,74	0,37	40	283	13,41	2x 20HA8	15
	1^{er}	91,68	0,14	40	317	13,41	2x 22HA8	15
	RDC	-376,6	1,6	40	334	30,16	2x 23HA10	15
Voile (« x z)	$5^{éme}$	98,94	0,32	40	283	14,07	2x 20HA8	15
	$4^{éme}$	258,37	0,45	40	283	14,07	2x 20HA8	15
	$3^{éme}$	445,98	0,51	40	283	14,07	2x 20HA8	15
	$2^{éme}$	640,35	0,57	40	283	14,07	2x 20HA8	15
	1^{er}	699,59	0,64	40	317	14,07	2x 22HA8	15
	RDC	549,47	1,03	40	334	14,07	2x 23HA8	15

V.4.1.5.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2.TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3.CRACTERISTIQUES DU SOL :

L'étude géotechnique du lieu d'implantation de l'infrastructure de notre bâtiment nous

Renseigne sur les caractéristiques des différentes couches du sol, le rapport du sol donne les

informations suivantes :

Le sol considéré est un sol argilo marneux renformîtes des blocs de roches isolés ;

- L'eau existe à une profondeur de 2.5 m ;
- La contrainte admissible du sol est 2bars ;
- Le tassement admissible est 1.2 cm ;
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- Sol de moyenne cohésion C=0.5 Bars ;
- L'angle de frottement est environ 25° ;
- Le site est considéré comme ferme (S3) ;

L'analyse chimique nous donne :

-le pourcentage au sulfate indique que l'agressivité du sol est nulle ;

-le PH est proche de la neutralité.

VI.4.CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1.Semelle isolée sous poteau :

Méthode de calcul :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles filantes

Direction	*Semelle*	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	*d(cm)*	*h(cm)*
Suivant X	***Semelle 1***	891.98	8.15	3.36	2.44	2.44	2.50	2.50	57	60
	Semelle 2	1668.15	1.53	4.17	2.89	2.89	3	3	67	70
	Semelle 3	2392.80	3.25	12.38	3.46	3.46	4	4	67	70
Suivant Y	***Semelle 1***	891.98	8.15	3.36	2.44	2.44	2.50	2.50	57	60
	Semelle 2	1668.15	1.53	4.17	2.89	2.89	3	3	67	70
	Semelle 3	2392.80	3.25	12.38	3.46	3.46	3.5	3.5	67	70

VI.4.1.1.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

a) Suivant X :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$$

On a : $l = 5\ m \quad \Rightarrow \ \frac{1.5}{2}(4 + 3) = 5.25\ m$

$$l = 5 \leq 5.25$$

b) Suivant X :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

On a : $l = 5m \quad \Rightarrow \ \frac{1.5}{2}(4 + 3) = 5.25\ m$

$$l = 5 \leq 5.25$$

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

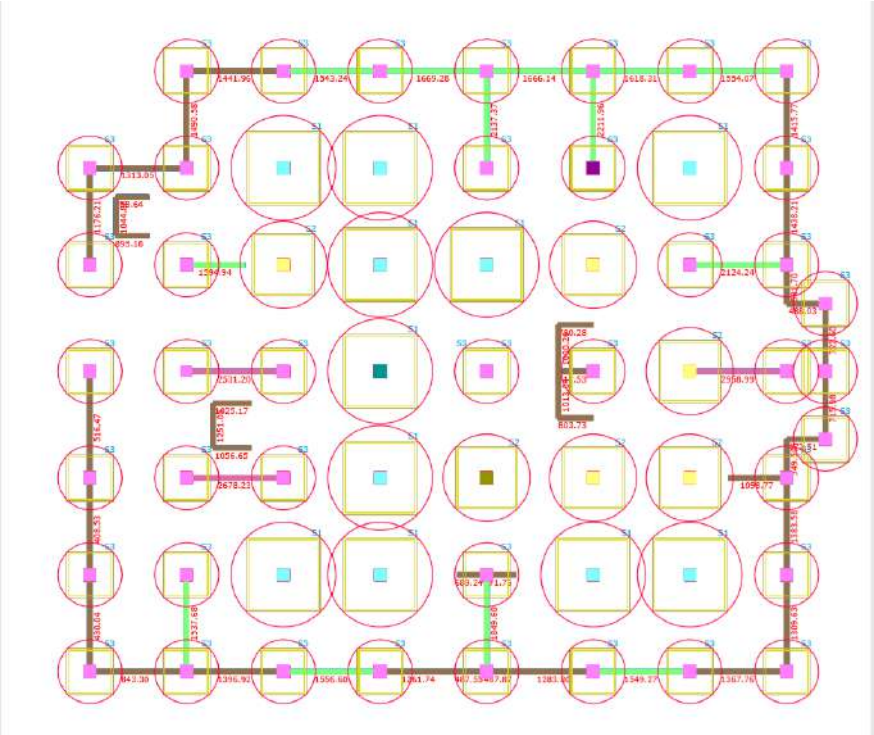


Figure VI.1. Schéma des semelles isolées

VI.4.2.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

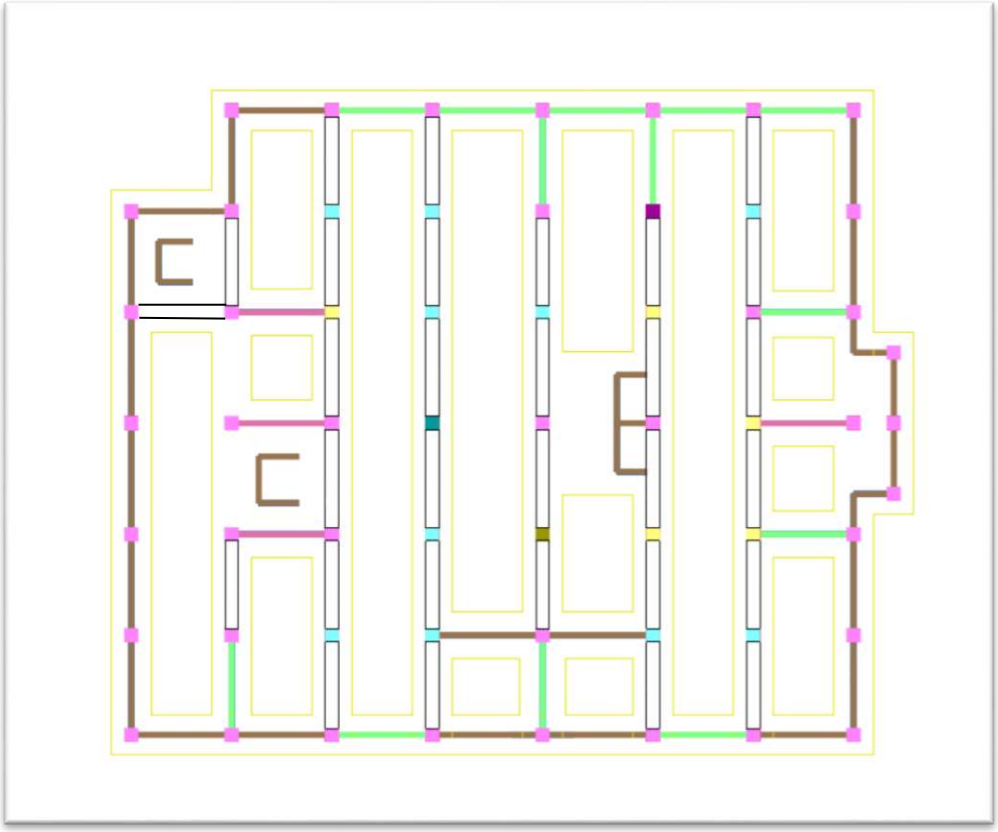


Figure VI.2. Disposition des semelles filante.

VI.4.2.1.Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)

Tableau.VI.2. Dimensionnement des semelles filan

Elément	*semelle*	L	N_{ser} *PT*	σ_{sol}	$B_{calculé}$	$B_{adopté}$	$h_{calculé}$	$h_{adpté}$
S.F.sous Poteaux	*S-f1*	33	891.98	2	1.63	2	40.50	40
S.F.sous voile	*S-f1*	38	1379.72	2	1.79	2	53	40
	$S-f2$	5	1849.61	2	2.10	2.30	60.50	40

VI.4.2.2.Vérification du chevauchement

Tableau.VI.3.Vérification du chevauchement

Direction	*B (m)*	*B' (m)*	*(B+B')/2*	*L (m)*	*L>(B+B')/2*
S.F.sous poteaux	2	2	2	5	*vérifiée*
S.F.sous voile	2	2.30	2.15	5	*vérifiée*

Remarque

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles, on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2 m et une hauteur H=40cm.

VI.4.2.3.Dimensionnement de la poutre de libage

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \;\; ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}} \;\; ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Tableau.VI.4. Dimensionnement poutre de la poutre de libage :

Elément	*B(m)*	L_{max}*(m)*	*hp calculé (cm)*	*hp adopté (cm)*
Poutre de libage	*0.65*	*5.50*	*82.86*	*95*

Ferraillage

On a deux cas des semelles filantes :

- ✓ Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- ✓ Semelle filante (continue) sous un voile.

VI.4.2.4.Ferraillage de la Poutre de libage

Tableau.VI.5. Dimensionnement de la poutre de libage

L_{max} (cm)	*K (Mpa)*	*E (Mpa)*	*B (m)*	H_{pl} *(cm)*	$H_{pl\ choise}$ *(cm)*
550	*0.4*	*32164.20*	*0.65*	*82*	*95*

a)Armatures longitudinales :

Tableau.VI.6.l'armature longitudinale de la poutre de libage **à L'ELU**

PL	*Sollicitaion*				*Section d'armature*			
	b (cm)	h (cm)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	Travée		Appui	
					A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
	65	95	992.22	-1051.99	33.28	0.00	0.00	35.46

b)Les armatures choisies.

Tableau.VI.7. Les armatures choisies.

A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A'_{S1} (cm^2)	A'_{S2} (cm^2)
6HA16+12HA16=36.19	6HA16	6HA16	6HA16+12HA16=36.19

VI.4.2.5.Armatures de peau

Donc :

On adopte ***6HA12=6.79 cm².***

VI.4.2.5.1.Vérification de cisaillement

Tableau.VI.8.Vérification de cisaillement

section	*sollicitation*				*vérification*	*Espacement et armature*	
PL	$A_{t\ choise}$	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$		Z_n	Z_c
(95 * 65)	3.02	1439.17	2.40	2.5	Vérifiée	10	15

VI.4.2.5.2.Vérification des contraintes à L'ELS.

Tableau.VI.9.Vérification des contraintes à L'ELS.

Poutre de libage	*Sollicitation a l'ELS*		*Travée*			*Appui*			*Contrainte admissibles*		$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Mpa)
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
(95*65)	651.39	690.31	7.35	201.63	99.11	7.25	201.63	94	15	201.6	Vérifiée

VI.4.3.Ferraillage des semelles

VI.4.3.1.1.Ferraillage Armatures principales

Tableau.VI.10. Ferraillage des armatures principales

Element	*semelles*	N_U (KN)	A_b $(cm2)$	Ab_{choise} $(cm2)$	St (cm)
S.F.sous poteaux	***S-f1***	3283.15	37.18	36HA12=40.72	15
S.F.sous voile 1	***S-f2***	438.90	7.90	7HA12=7.92	15
S.F.sous voile 2	***S-f3***	504.14	9.18	10HA12=11.31	10

VI.4.3.1.2.Armature de repartitons :

Tableau.VI.11. Ferraillage des armatures de reptations

Element	semelles	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choise}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F.sous poteaux	***S-f1***	3.06	6HA12=6.79	20
S.F.sous voile 1	***S-f2***	3.96	9HA12=10.18	20
S.F.sous voile 2	***S-f3***	6.5	11HA12=12.44	20

VI.4.4.Radier général :

Le radier partiel fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Les etapes de calcul le radier :

1- **Pré dimensionnement du radier.**
2- **Verification des contraines sous la semelle à l'ELS**
3- **Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC**
4- **Calcul des nervures.**
   4-1 Pré dimensionnement.
   4-2 verification de cisaillement à l'ELU
   4-3 Ferraillage des nervures.
   5-ferraillage de radier à l'ELU ou ACC

VI.4.4.1.Dimensionnement initial à l'ELS :

$h_r \geq \frac{l_{i\,max}}{20} = \frac{500}{20} = 25\ cm$ On adopte : $h_r = 40\ cm.$

Sb=Lx* Ly =5*5=25m^2

$$S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{7345.59 * 10^3}{0.2 * 10^6} = 36.72\ m^2$$

VI.4.4.2.Verification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{=\frac{N_{ser+P_{remblai}}}{S_{ch}}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

N_{SER}= $\sum N_{ser}$ (voiles +poteaux)

$P_{radier} = S_{ch} * h_r * \rho_{béton}$

On faire les vérifications dans le tableau suivant :

Tableau.VI.12.vérification de contrainte à l'ELS

N_{SER} (KN)	P_{radier} (kN)	$Debord\ d$ (cm)	S_{ch} (m^2)	σ (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	vérifications
7345	640	0	64	1.21	2.00	vérifier

VI.4.4.3.Vérification de poinçonnement à l'ELU

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*40)] * 2 = 420cm$

$N_u = N_{u\,max} = 10012\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 4200 * 400 * \frac{25}{1.5} = 1260\ KN$$

$N_u = 10012\ kN \leq N_{limite} = 1260\ kN$ Condition non vérifiée

On doit prévoir des nervures dans un seul direction pour :

- Eviter le risque de poinçonnement.
- Rigidifier le radier dans les deux directions .
- Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier.
- Assurer un tassement uniforme de radier.
- C'est une solution économique

VI.4.4.4.Calcul des nervures.

VI.4.4.4.1.Pré dimensionnement :

$$h_n \geq \frac{l_{i\,max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{500}{10} = 50\ cm$$

On adopte : $h_n = 95\ cm$.

VI.4.4.4.2.Vérification de poinçonnement à l'ELU :

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c * h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = [(a+b)+2h)] * 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(65+65)+(2*95)] * 2 = 640cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1537\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 6400 * 950 * \frac{25}{1.5} = 4560\ KN$$

$N_u = 1537\ kN \leq N_{limite} = 4560\ kN$ Condition vérifiée

- ***Evaluation des charges :***

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35 P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{10012 + 1.35(374.69)}{64} = 164.35 kN/m^2$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{7345 + 374.688}{64} = 120.63\ kN/m^2$$

- ***Evaluation des charges*** **:**

$$\tau_{max} = \frac{|T_{max}|}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$\tau_{max} = \frac{553.65 * 10^3}{650 * 920} = 0.92 MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 2.5\ MPa$ Condition vérifiée.

VI.4.4.4.3.Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage des nervurer se fait comme une poutre renversée (flexion simple

Tableau.VI.13. La section d'armatures longitudinales des nervures

Elément	(bxh)	*Armatures en travées*			*Armatures aux appui*			
		M_t $(kN.m)$	A_{St} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{St\ ch}$ (cm^2)	M_a $(kN.m)$	A_{Sa} (cm^2)	$A_{Sa\ ch}$ (cm^2)
Nervures	95x65	306.92	7.8	30.87	5HA20 +5CH20 =31.42	-621.82	16.2	5HA20+5CH HA20=31.42

VI.4.4.4.4.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.14.Vérification des contraintes à l'ELS.

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\ ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\ ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Nervures	224.58	-456.49	2.8	87.2	0	4.3	57	170.1	15	201.63	CV

VI.4.4.4.5.Armatures transversales :

Tableau.VI.15. La section d'armatures transversales des nervures

Elément	$Tu(MPa)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
nervure			$S(ZN)$ (cm)	$S'(ZC)$ (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	553.65	0.92	10	15	4HA8=2.01

VI.4.4.4.6.Ferraillage de radier :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre côtés, chaque panneaux travaille en flexion simple + effort tranchant (utilise logiciel ETAPS), le calcul se fait pour une bande de 1m (b=100cm ; h =h_{radier}).

VI.4.4.4.7.Vérification de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{214.89 * 10^3}{(1000 * 920)} = 0.23\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

VI.4.4.4.8.Ferraillage du radier à l'ELU :

Tant que le rapport$0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$F_u = 164.35.40\ kN/m^2 \quad , \quad F_{ser} = 120.62\ kN/m^2$$

Tableau.VI.16. La section d'armatures de radie

Direction	Dimension		Armatures en travées				Armatures aux appuis			
	b (cm)	e (cm)	M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	100	40	49.10	3.7	10HA12 =11.31	10	-131.72	8.5	10HA12 =11.31	10
Suivant Y	100	40	48.04	3.7	7HA12 =7.92	15	-96.40	6.1	7HA12 =7.92	15

VI.4.4.4.9.Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau.VI.17.Vérification des contraintes à l'ELS

Direction	Contraintes en travées					Contraintes aux appuis					
	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
Suivant X	36.05	11.31	1.2	14.7	0	-96.05	11.31	4.9	235.4	47.8	**Vérifiée**
Suivant Y	35.26	7.92	1.3	15.3	0	-70.77	7.92	4.5	250	41.3	**Vérifiée**

VI.4.4.4.10.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{214.71 * 10^3}{(1000 * 920)} = 0.23\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

VI.5.Calcul du mur de soutènement périphérique :

Le mur de soutènement périphérique est assimilé à une dalle sur deux appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est *:* $\boldsymbol{e \geq 15\ cm}$*,*

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de ***25 cm.***

VI.5.1.Calcul de la poussée des terres :

Tableau.VI.18. Calcul de la poussée des terres

K_γ	$\gamma_{remblai}$	$P_{répartie}$	φ	h
0.4	18.2	37.97	25	3.23

$$h = 3.23 \quad \Rightarrow \quad P = \frac{1}{2}(0.40 * 18.2 * 3.23^2) = 37.97kN$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par **la méthode forfaitaire** pour une bande de 1m.

Tableau.VI.19. Sollicitation des voiles périphériques

P_u	P_{serv}	α	M_x	M_y
31.74	23.51	1.70	4.67	8.47

VI.5.2.Ferraillage de mur soutènement périphérique

- Selon le petite portée x : $M_x = \mu_x$ * q *$l^2{}_x$.
- Selon le grand porté y : $M_y = \mu_y * M_x$.

$\mu_x \; et \; \mu_y$: Sont des coefficients données en fonction de α et de l'état limite considéré. On va considérer L'ELU ***on donc*** :

μ_x = 0.0097 ; μ_y =1.81

$$M_{t\,x} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{t\,y} = 0.85 * M_y$$

$$M_{a\,x} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{a\,y} = 0.5 * M_y$$

Tableau.VI.20. La section d'armatures du voile périphérique

	Suivant X				*Suivant Y*			
	M $(kN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)	M $(kN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)
Armatures en travées	7.94	2.8	***5HA10=3.93***	20	7.94	2.8	***5HA10 =3.93***	20
Armatures aux appuis	-4.67	2.8	***5HA10=3.93***	20	8.47	2.8	***5HA10 =3.93***	20

VI.5.2.1.Vérification des contraintes à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

- ***Suivant X***

Tableau.VI.21.Vérification des contraintes à l'ELS. X

	Contraintes en travées				*Contraintes aux appuis*				
M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
11.06	*3.93*	*1.9*	*20.6*	***Vérifiée***	*-6.51*	*11.31*	*1*	*12*	***Vérifiée***

- ***Suivant Y***

Tableau.VI.22.Vérification des contraintes à l'ELS. Y

	Contraintes en travées				*Contraintes aux appuis*				
M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
20.07	*3.93*	*1.9*	*20.6*	***Vérifiée***	*-11.81*	*3.93*	*1*	*12*	***Vérifiée***

VI.5.2.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_x = \frac{qL_xL_y}{2L_y + L_x}$$

$$T_y = \frac{qL_xL_y}{3L_y}$$

$$\tau_{max} = \frac{47.11 * 10^3}{(1000 * 250)} = 0.18\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$

VI.6.Ferraillage des longrines

VI.6.1.Armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau.VI.23. Ferraillage longitudinal des longrines.

Section			***Sollicitation***		***Section d'armature***			
L ***(m)***	b (cm)	h (cm)	N_{Umax}	F_U	A_{cal}	A_{min} RPA	A_{min} CBA	$A_{choisie}$
5.5	30	35	3283.15	328.32	9.44	6.30	1.05	9 HA 12 10.18cm^2

VI.6.2.Calcul des armatures transversales

Tableau.VI.24. Ferraillage transversale des longrines.

section	***Sollicitation***					***Espacement et armature***		
PL	$A_{t\ choise}$	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$	vérification	Z_n	Z_c	$A_{t\ choisi}$ ***(cm²)***
(35*30)	2.01	8.55	0.081	2.5	Vérifiée	10	15	*4HA8=2.01*

VI.6.3.Vérification des contraintes

Tableau.VI.25.Vérification de contrainte des longrines **à l'ELS**

Section	***Soollicitation***		***contraintes***		***verification***
longrine	N_{ser} (KN)	F_{ser}	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
(35*30)	2392.8	238.8	23.40	201.6	CV

CALCUL DES FONDATIONS

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES:

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

LOGICIELS :

- SAP2000 version 20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2019
- Microsoft office 2016