République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:structure

Thème :

Etude d'un batiment en R+5+2SS à usage multiple(Administratif;habitation et Parking)

Etudié par : **Encadré par :** Pr BOUKENDAKDJI

OtmaneM elle RAHICHE Besma

M er DEBDABI Mohamed

Promotion Juin 2018

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. BOUKENDAKDJI Othmane pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordé.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

A Mes chers parents

A Mes frères

A Mes sœurs

A ma famille RAHICHE

A Tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin

Dédicace

Je voudrais dédier cet humble travail
À toute ma famille,
A Mes chers parents
Qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que
Je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frère ***A ma famille DEBDABI***

Je tiens enfin à remercier tous mes camarades de la promotion 2017/2018.

Mohamed

ملخص

هذا المشروع هو دراسة بناية ذات استعمال مختلف مكونة من طابقين تحت ارضي + طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (III)حسب القواعد الجزائرية المضادة 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 وقانون الخرسانة المسلح) ***.****(CBA93, RPA99 version 2003)*

*- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج****(SAP2000 version19).***

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment à usage multiple contenant (2sous-sol +RDC+5 étages), il est implanté à la wilaya d'Alger, cette région est classé comme une zone à forte sismicité(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 version19 »***.

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

Abstract

This project is a study and design of a building (2 basement +ground floor+5floors), will implant in Algiers, this area is classified in zone ***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 payments into force *(CBA93, RPA99 v 2003).*

The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version19"***.

Lastly, we studied the infrastructure by calculating the fondations.

I.Intoduction

I.1 Présentation de l’ouvrage

I.2 Description de l’ouvrage

I.3. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage

I.3.1 .Dimension en élévation

I.3.2. Dimension en plan

I.4. Classification de l’ouvrage

I.4.1.Classification de l’ouvrage selon la zone sismique

I.4.2. Classification de l’ouvrage selon leur importance

I.5.Description constructive de l’ouvrage

I.5.1. L'OSSATURE

I.5.2. Planchers

I.5.3. Maçonnerie

I.5.4. Revêtement

I.5.5. Le plafond

I.5.6. L’acrotère

I.5.7. L’infrastructure

I.5.8. Les escaliers

I.5.9. Les balcons

I.5.10. Taux de travail du sol

I.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.6.1. Béton

I.6.1.a. Caractéristique du béton

I.6.1.b. Ciment

I.6.1.c. Granulat

I.6.1.d. Eau de gâchage

I.6.1.e. adjuvant

I.6.1.f. La résistance de béton fc28

I.6.1.g. Caractéristiques mécaniques des armatures utilisées

II.1. INTRODUCTION

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

II.2.1 Plancher en corps creux

II.2.2.plancher Dalle pleine

II.3.Evaluation des charges et surcharges

II.3.1.Plancher Terrasse

II.3.2.Plancher courant (corps creux)

II.3.3.Maçonnerie

Surcharges d'exploitations (Q)

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1. Les Poutre principale

II.4.2. Les poutres porteuses

II.4.3. Les poutres intermédiaires suivant x

II.4.4. Les poutres intermédiaires suivant y

II.5.Pré dimensionnement des poteaux

II.5.1.Définition

II.5.2.Etapes de pré dimensionnement

II.5.3.Décente des charges

II.5.4.Choix du poteau le plus sollicité

II.5.5.Détermination des Charges permanentes

Loi de dégression

II.5.7. L'effort normal a l'état limite ultime

II.5.8.**Vérification selon le RPA99 (version 2003)**

II.5.9. **Vérification aux zones nodales**

II.6 .Les voiles

II.6.1.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

III.1.Introduction

III.1. L'acrotère

III-1-1 Définition

III.1.2.Calcul les sollicitations à ELU et ELS

$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.03\times 0.12}{2}+0.07\times 0.12)=1.755KN/ml$

Surcharges (main courante)

III.1.3.Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU

III III.1.4.La vérification des contraintes à l'ELS

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme

III.2.L'escalier

III.3.3. Escalier à trois volées :

III.3.3.1. Pré dimensionnement

Détermination de l'épaisseur de l'escalier

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges

III.3.3.2.A. Charges permanentes

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation

III.3.4. Détermination des efforts

III.3.6 .Calcul du ferraillage

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers

III.3.7 Vérification à l'E.L.S

III.3.8 Vérifications d'Effort tranchant

III.3. 9 Vérification de la flèche

III.3. Calcul de la console sous paillasse

III.3.1.Ferraillage

III.2.Calcul des poutrelles

III.2.1.Introduction

III.2.2. Les poutrelles

III.2.2.1. Avant coulage

III.2.2.3 Détermination les efforts

Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service

Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime

Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service

III.2.2.4 Calcul du ferraillage

III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse

Vérification des contraintes a l'état limite de service

**** Vérification des contraintes de cisaillement***

III.2.2 .6 vérifications de l'effort tranchant

III.2.2.9 vérification de la flèche

III.5.Plancher à dalles pleines

III.5. 1 Définition

III.5.1.Méthode de calcul

III.5.1.1. Calcul des sollicitations

III.5.2. Calcul du ferraillage

II.3.5:Vérification des contraintes à l'ELS

III.3.6:Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la flèche

III.3.7:Condition de la flèche

Etude climatique

IV.1.Etude thermique

IV.1.1.Introduction

IV.1.2. La procédure du calcul

IV. Introduction

IV.1. Disposition des voiles

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1.Centre de masse

IV.2.2.Centre de torsion

IV.2. 3. Excentricité

IV.2. 3.A. Excentricité théorique

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003

IV.2. 3.C. Excentricité admissible

V.2.3.D. Effet de la torsion accidentelle

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3.1. Introduction

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1. Principe

IV.3.2.2. Modélisation

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

IV.4.2.vérification de participation massique

IV. 4. 3. Vérification des périodes

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement

IV4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

IV.4.6. Vérification des déplacements inter-étages

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments

IV.4.7.a.les poutres : Selon *CBA93*

IV.4.7.b.les poteaux

Vérification de cisaillement des voile

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base

IV.5.Conclusion général

V.1.Introduction

V.2.Ferraillage des poutres

V.2.1.Introduction

V.2.2. Recommandation du RPA99

V.2.2.a. Armatures longitudinales

V.2.2.b. Armatures transversales

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales

***V*.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service**

V.2.5.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

V.2.7.Calcul des armatures transversales

V.2.8.Vérification de la flèche

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.a. Recommandations des règlements

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage

V.3.1.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

V.3.3.Armatures transversales

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. Les voiles pleins

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures

V.4.2.1. Les trumeaux

V.4.2.2. Les linteaux

V.4.3. Méthode de calcul

V.4.3.1.Recommandation du [RPA99v2003]

Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1]

Armatures horizontales

Calcule et vérification de l'espacement

Armatures transversales

V.4.3.2.Recommandations du [CBA93]

Armatures verticales

Calcule et vérification de l'espacement

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

***Recommandations pour les voiles et les trumeaux**

V.4.4.Ferraillage des voiles pleins

V.4.4.1.Armatures verticales

V.4.4.2.Vérification des armatures à ELS

V.4.5.Ferraillage des voiles avec ouverture

V.4.5.1.Les trumeaux

V.4.5.1.a. Armatures verticales

V.4.5.1.b. Vérification des armatures à ELS

V.4.5.2.Les linteaux

VI.1.Introduction

VI.2.Choix du Type de fondation

VI.2.a. Vérification du chevauchement entre les semelles

Notion des bulbes de pression

VI.3.Semelles sous deux poteaux et voile

VI.3.1. semelles isolées sous poteaux rectangulaires

VI.3.1.a. Dimensionnement

VI.3.1.b. Ferraillage

VI.3.1.c. Vérification de la capacité portante

VI.3.2. semelles filante sous voile

VI.3.2.a. Dimensionnement

VI.3.2.b. Ferraillage

VI.4.Semelle filantes sous bout de voiles

VI.4.1.Dimensionnement

VI.4.2.Ferraillage

VI.5.1.Semelle sous voile périphérique

VI.5.1.Dimensionnement

VI.5.2.Ferraillage

VI.6.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

VI.7. Calcul des longrines

VI.7.1. Introduction

VI.7.2. Pré dimensionnement

VI.7.3. Sollicitations

VI. 7.4. Ferraillage

VI. 7.4. 1. Armature longitudinale

E.L.U

VI. 7.4. 2. Armature transversale

VI.8. Voile périphérique

VI.6.1. Calcul des moments

VI.8.2. Méthode de calcul

VI-6-3-Calcul du ferraillage

Méthode ligne de rupture

VI.6.2. Calcule de ferraillage

Armatures de répartition

VI.8.3.Vérification de l'effort tranchant

VI.8.4.Vérification à l'état limite de service

SOMMAIRE

CHAPITRE I: presentation de l'ouvrage

I.Intoduction 1
I.1 Présentation de l'ouvrage 1
I.2 Description de l'ouvrage 1
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1
I.3.1 .Dimension en élévation 1
I.3.2. Dimension en plan 1
I.4. Classification de l'ouvrage 1
I.4.1.Classification de l'ouvrage selon la zone sismique 1
I.4.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance 1
I.5.Description constructive de l'ouvrage 2
I.5.1. L'OSSATURE 2
I.5.2. Planchers 2
I.5.3. Maçonnerie 2
I.5.4. Revêtement 2
I.5.5. Le plafond 2
I.5.6. L'acrotère 2
I.5.7. L'infrastructure 3
I.5.8. Les escaliers 3
I.5.9. Les balcons 3
I.5.10. Taux de travail du sol 3
I.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 3
I.6.1. Béton 3
I.6.1.a. Caractéristique du béton 3
I.6.1.b. Ciment 4
I.6.1.c. Granulat 4
I.6.1.d. Eau de gâchage 4

I.6.1.e. adjuvant 4
I.6.1.f. La résistance de béton fc28 4
I.6.1.g. Caractéristiques mécaniques des armatures utilisées 4

CHAPITRE II:pré demensionnement des éléments structuraux et Non stucturaux

II.1. INTRODUCTION 6
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES 6
II.2.1 Plancher en corps creux 6
II.2.2.plancher Dalle pleine 7
II.3.Evaluation des charges et surcharges 8
II.3.1.Plancher Terrasse 8
II.3.2.Plancher courant (corps creux) 8
II.3.3.Maçonnerie 8
Surcharges d'exploitations (Q) 8
II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT 9
II.4.1. Les Poutre principale 9
II.4.2. Les poutres porteuses 9
II.4.3. Les poutres intermédiaires suivant x 9
II.4.4. Les poutres intermédiaires suivant y 9
II.5.Pré dimensionnement des poteaux 10
II.5.1.Définition 10
II.5.2.Etapes de pré dimensionnement 10
II.5.3.Décente des charges 10
II.5.4.Choix du poteau le plus sollicité 11
II.5.5.Détermination des Charges permanentes 11
II.6.1.Loi de dégression 12
II.5.7. L'effort normal a l'état limite ultime 12
II.5.8. Vérification selon le RPA99 (version 2003) 13
II.5.9. Vérification aux zones nodales 14
II.6 .Les voiles 14

II.6.1.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES 14

CHAPITRE III:calcules des élément secondaires

III.1.Introduction 15
III.1. L'acrotère 15
III-1-1 Définition 15
III.1.2.Calcul les sollicitations à ELU et ELS 15
Surcharges (main courante) 15
III.1.3.Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU 16
III III.1.4.La vérification des contraintes à l'ELS 16
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme 17
III.2.L'escalier 17
III.3.3. Escalier à trois volées : 17
III.3.3.1. Pré dimensionnement 18
III.3.3.2.a..Détermination de l'épaisseur de l'escalier 18
III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges 18
III.3.3.2.A. Charges permanentes 18
III.3.3.2.B. Charge d'exploitation 19
III.3.4. Détermination des efforts 19
III.3.5 .Calcul du ferraillage des escaliers 21
III.3.5 .a.Calcul des armatures longitudinales 21
III.3.5 .b.Calcul des armatures de répartions 21
III.3.5.c .vérification de l'espacement 22
III.3.5.d.Vérification à l'E.L.S 22
III.3.5.e. Vérifications d'Effort tranchant 22
III.3. 5.f.Vérification de la flèche 22
III.3.6. Calcul de la console sous paillasse 23
III.3.6.1. Introduction 23
III.3.6.2.Ferraillage 24
III.3.6.2.a.armature longitudinales 24
III.3.6.2.b. Armature transversales 24

II.3.6.2.b. Armature transversales 25
III.3.6.2.c. Vérification a l 'etate ELS 25
III.4.plancher corps creux 26
III.4.1 dalle de comprission 26
III.4.2.les poutrelles 27
III.4.2.a. Avant coulage..... 27
III.4.2.a.1 calcule du nombre d'étaiment 29
III.4.2.b.Aprés coulage 29
III.4.2.b.1.calcul des charges et surcharges 29
III.4.2.b.1.Détermination des efforts 30
III.2.2.4 Calcul du ferraillage..... 6
III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse..... 6
Vérification des contraintes a l'état limite de service..... 6
* Vérification des contraintes de cisaillement 6
III.2.2 .6 vérifications de l'effort tranchant..... 6
III.2.2.9 vérification de la flèche..... 6
III.5.Plancher à dalles pleines 6
III.5. 1 Définition 6
III.5.1.Méthode de calcul..... 7
III.5.1.1. Calcul des sollicitations 7
III.5.2. Calcul du ferraillage..... 7
II.3.5:Vérification des contraintes à l'ELS 7
III.3.6:Vérification de l'effort tranchant..... 7
Vérification de la flèche..... 7
III.3.7:Condition de la flèche..... 7
Etude climatique 7
III.4.Etude thermique..... 7

CHAPITRE IV: Etude Dynamique

IV.1.1.Introduction..... 7
IV.1.2. La procédure du calcul..... 7

IV. Introduction 7
IV.1. Disposition des voiles 7
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 7
IV.2.1.Centre de masse 7
IV.2.2.Centre de torsion 7
IV.2. 3. Excentricité 7
IV.2. 3.A. Excentricité théorique 7
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 7
IV.2. 3.C. Excentricité admissible 7
V.2.3.D. Effet de la torsion accidentelle 7
IV. 3. Choix de la méthode de calcul 8
IV. 3.1. Introduction 8
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 8
IV.3.2.1. Principe 8
IV.3.2.2. Modélisation 8
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 8
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 8
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 8
IV.4.2.vérification de participation massique 8
IV. 4. 3. Vérification des périodes 8
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 8
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement 8
IV4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 8
IV.4.6. Vérification des déplacements inter-étages 8
IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments 8
IV.4.7.a. les poutres : Selon CBA93 8
IV.4.7.b. les poteaux 8
Vérification de cisaillement des voile 8
IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base 8
IV.5.Conclusion général 8

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction 9
V.2.Ferraillage des poutres 9
V.2.1.Introduction 9
V.2.2. Recommandation du RPA99 9
V.2.2.a. Armatures longitudinales 9
V.2.2.b. Armatures transversales 9
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales 9
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service 9
V.2.5.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA 9
V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 9
V.2.7.Calcul des armatures transversales 9
V.2.8.Vérification de la flèche 9
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX 9
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales 9
V.3.1.a. Recommandations des règlements 9
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage 9
V.3.1.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance 9
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 9
V.3.3.Armatures transversales 9
V.4. Ferraillage des voiles 9
V.4.1. Les voiles pleins 9
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures 9
V.4.2.1. Les trumeaux 9
V.4.2.2. Les linteaux 10
V.4.3. Méthode de calcul 10
V.4.3.1.Recommandation du [RPA99v2003] 10
Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] 10
Armatures horizontales 10
Calcule et vérification de l'espacement 10

Armatures transversales 10
V.4.3.2.Recommandations du [CBA93] 10
Armatures verticales 10
Calcule et vérification de l’espacement 10
Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux 10
*Recommandations pour les voiles et les trumeaux 10
V.4.4.Ferraillage des voiles pleins 10
V.4.4.1.Armatures verticales 10
V.4.4.2.Vérification des armatures à ELS 10
V.4.5.Ferraillage des voiles avec ouverture 10
V.4.5.1.Les trumeaux 10
V.4.5.1.a. Armatures verticales 10
V.4.5.1.b. Vérification des armatures à ELS 10
V.4.5.2.Les linteaux 10

CHAPITRE VI: calcul de l'infrastructure

VI.1.Introduction 10
VI.2.Choix du Type de fondation 10
VI.2.a. Vérification du chevauchement entre les semelles 10
VI.3.Semelles sous deux poteaux et voile 11
VI.3.1. semelles isolées sous poteaux rectangulaires 11
VI.3.1.a. Dimensionnement 11
VI.3.1.b. Ferraillage 11
VI.3.1.c. Vérification de la capacité portante 11
VI.3.2. semelles filante sous voile 11
VI.3.2.a. Dimensionnement 11
VI.3.2.b. Ferraillage 11
VI.4.Semelle filantes sous bout de voiles 11
VI.4.1.Dimensionnement 11
VI.4.2.Ferraillage 11
VI.5.1.Semelle sous voile périphérique 11

VI.5.1.Dimensionnement 11
VI.5.2.Ferraillage 11
VI.6.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS 11
VI.7. Calcul des longrines 11
VI.7.1. Introduction 11
VI.7.2. Pré dimensionnement 11
VI.7.3. Sollicitations 11
VI. 7.4. Ferraillage 11
VI. 7.4. 1. Armature longitudinale 11
VI. 7.4. 2. Armature transversale 12
VI.8. Voile périphérique 12
VI.6.1. Calcul des moments 12
VI.8.2. Méthode de calcul 12
VI-6-3-Calcul du ferraillage 12
Méthode ligne de rupture 12
VI.6.2. Calcule de ferraillage 12
Armatures de répartition 12
VI.8.3.Vérification de l'effort tranchant 12
VI.8.4.Vérification à l'état limite de service 12

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: présentations de l'ouvrage

CHAPITRE II:pré demensionnement des éléments structuraux et Non stucturaux

Figure. II.1. surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité……12

Figure. II.2 .L'acrotère ……

CHAPITRE III:calcules des élément secondaires

Figure. III.1 : Ferraillage de l'acrotère…….18

Figure .III.2. Schéma de l'escalier droit a trois volées…….19
Figure. III. 3.Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS…….21
Figure .III. 4.Schéma statique à l'E.L.U……...21
Figure .III. 5. Schéma statique à l'E.L.S ……..22
Fig.III.6.Schéma statique de la console ……..24
Fig.III.7. Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS ……...….24
Figure. III.8. disposition constructive des armatures de la table de compression ……27
Figure .III.9.schématisation de la poutrelle avant coulage……28
Figure.III.10.Choix de disposition des étaiements ……...…29
Figure.III.11 Diagramme des moments et des efforts tranchantdes poutrelles à l'état limite ultime…….31

Figure.III.1 Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service……..31

Figure.III.2.Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime……...33

Figure.III.3.Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service…….34

Figure. III.15.Ferraillage des poutrelles …….…..37
Figure. III.16.Efforts dans la dalle rectangulaire ……..…38
Figure. III.17.Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire…….41

CHAPITRE IV: Etude Dynamique

Figure .IV.1.Disposition des voile dans le sous-sol…….……..…43

Figure .IV.2.Disposition des voile dans les étages ……..44
Figure .IV. 3.Comportement des trois premiers modes……52
Figure .IV. 4 .Distribution des forces ……..54

Figure . IV.5.Les forces agissent sur la stabilité au renversement …….….55

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments résistants

Figure .V.1. Ferraillage des poutres porteuses (Etage) / (Travée. Appui)……69

Figure .V.2. Ferraillage des poutres principales (Etage) / (Travée. Appui)…….…70

Figure.V.3.Définition de la zone nodale dans les poteaux……...71

Figure.V.4.ferraillage de Poteaux……..…74

CHAPITRE VI: calcul de l'infrastructure

Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles……...83

Figure.VI.2: Schéma équivalent de la semelle……..…85

Figure VI.3. Ferraillage des longrines.....91

Figure VII.4: Schéma du chargement qui vient au voile périphérique ……..…..92

Figure III.5: Dimension de la dalle ……..93

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: présentations de l'ouvrage

Tableau1.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...…4
Tableau1.2 : Les les valeurs standards utilisés……...…5

CHAPITRE II: pré dimensionnement des éléments structuraux et Non structuraux

Tableau. II.1 : Pré dimensionnement des planchers cors creux……...….6
Tableau.II.2: Pré dimensionnement des planchers dalle pleine…….7
Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (corps creux)
…….……..……7
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (corps creux) ……..……7
Tableau II.5. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) ……..……8
Tableau II.6. Charge permanente du mur double cloison……..8
Tableau II.7. Charge permanente du mur simple cloison……..8
Tableau II.8. Charges d'exploitations……8
Tableau. II. 9. Pré dimensionnement des poutres principales……...…9
Tableau. II.10. Pré dimensionnement des poutres secondaires……...9
Tableau. II.11. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires suivant x ……..9
Tableau .II.12. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires suivant y ……...…. 9
Tableau. II.13.calcul de l'effort $\overline{\mathbf{N}}$ ……...…10
Tableau. II.14 .charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité……...12
Tableau.II.15. dégression des charges en fonction du nombre d'étages….……12
Tableau.II.16. L'effort normal ultime de résistance……..……..13
Tableau .II.17. Vérification selon le RPA99……13
Tableau. II.18. Vérification aux zones nodales …….…..14
Tableau. II.19. Pré dimensionnement des voiles…….14

CHAPITRE III: calcules des élément secondaires

Tableau.III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS …….... 16
Tableau .III.2 : Les données sur l'acrotère……17
Tableau .III.3 : Les sections d'armatures …….17
Tableau III.4: vérification des contraintes à l'ELS ……18
Tableau III.5 : vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ……..18
Tableau III.6 : Dimensions de l'escalier….20
Tableau .III.7 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……...…20

Tableau.III.8 : Poids propre de la paillasse de L'escalier ……20
Tableau.III.9 : Combinaison des charges de l'escalier ……..…..20
Tableau.III.10 Détermination des efforts……..…21

Tableau .III.11 : la section d'armatures ……..…22

Tab.III.12 Vérification de l'espacement
…….22

Tableau.III.13 Vérification à l'E.L.S ……..23

Tableau.III.14 Valeur de la flèche …….23

Tableau.III.15 Détermination des efforts…….24

Tableau.III.16 : Calcul des sections d'acier de la console…….25
Tableau.III.17 : Vérification à l'E.L.S ……..26
Tableau III.18 : Récapitulation des résultats de la flèche ……..…..26
Tableau.III.19 : les charges de la poutrelle avant collage ……...28
Tableau.III.20 : Calcul des moments……28
Tableau.III.21 Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S ……..30
Tableau.III.22 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant ……31
Tableau.III.23 Moments en appuis et en travées des poutrelles ……..31

Tableau.III.24 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant ……...32

Tableau.III.25 Moments en appuis et en travées des poutrelles……...…32

Tableau.III.26 Moments en appuis et en travées des poutrelles……..33

Tableau.III.27.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse ……..….35

Tableau.III.28 : Détermination des charges de la dalle……...38
Tableau.III.29 : Ferraillage de la dalle pleine……...…39
Tableau.III.30 : Vérification des contraintes……...39
Tableau.III.31 : Vérification de la flèche……40
Tableau.III.32 : Etude thermique suivant x ……42
Tableau.III.33: Etude thermique suivant Y …….42

CHAPITRE IV: Etude Dynamique

Tableau. IV.1 : Calcul du centre de masse et de torsion……..45

Tableau .IV.2: Calcul de l'excentricité théorique…….45

Tableau. IV.3: Calcul de l'excentricité accidentelle……46
Tableau .IV.4: Calcul de l'excentricité totale……...47
Tableau. IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X ……48

Tableau V.6 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage...….49

Tableau. IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y……..49

Tableau .IV.8 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage….50

Tableau. IV.9 : Valeurs des pénalités P_q ……50
Tableau .IV.10 : le comportement des trois premiers modes……51
Tableau. IV.11: vérification de participation massique……...52
Tableau .IV.12: vérification des périodes……53
Tableau .IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..….53
Tableau. IV.14: calcul de la force sismique ……..….. 53

Tableau. IV.15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X,Y…….55

Tableau. IV.16 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y.56

Tableau. IV.17: Calcul de moment de stabilité…….56

Tableau. IV.18: Vérification de la stabilité……...57

Tableau. IV.19 : Vérification des déplacements inter-étage sens X…….57
Tableau. IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….58

Tableau. IV.22: Vérification de cisaillement des poutres……58

Tableau. IV.23 : Vérification de cisaillement des voile……59

Tableau. IV.24 : Vérification l'effet P-Δ sens X……..…60

Tableau. IV.25: Vérification l'effet P-Δ sens Y…..……60

Tableau. IV.28: dimensions finales des poutres……61

Tableau. IV.29 : dimensions finales des poteaux……61

Tableau. IV.30: dimensions finales des voiles……61

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments résistants

Tableau. V.1.Ferraillage longitudinal des poutres……63

Tableau. V.2 . Vérification des contraintes à l'ELS des poutres……..64

Tableau .V3:vérification de ferraillage porteuses po avec les règlement……65

Tableau. V.4. Calcul de $\bar{\tau}_u$……65

tableaub .V.5 . Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……66

Tableau. V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement……67

Tableau. V..7. Vérifications de la flèche ……67

Tableau. V.7. Vérifications de la flèche ……68

Tableau.V.8. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU……..71

Tableau.V.9. Vérification des armatures à ELS des poteaux……72

Tableau. V.9. Calcul des armatures transversales et leur esp……..73

Tab. V.10. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins ……..76

Tableau. V.11: calcul des armateurs verticaux ……..76

Tableau. V.12: Vérification des armatures de bout de voile ……..77

Tableau. V.13: Calcul des armatures horizontales ……...77

Tableau V-14 :Calcul des armateurs verticaux des (voiles avec ouverture trumeau)…….. 78

Tableau V.15: Armatures verticales dans les voiles……78

Tableau V-16 :Vérification des armateurs verticaux des voiles avec ouverture (trumeau) …78

Tableau. V.17. Calcul des armateurs horizontaux des trmeaux……..…79

Tableau. V.18: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux…….79

Tableau. V.19Calcul d'armatures des linteaux ……80

CHAPITRE VI: calcul de l'infrastructure

Tableau .VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes ……..…..87

Tableau .VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement ……87

Tableau. VI.3 : Dimensionnement de semelles isolées sous poteaux rectangulaires ……..…87

Tableau .VI.4 : Armatures principales des semelles isolées ……..…….87

Tableau .VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes SF2 sous bout de voiles à l'ELS...88

Tableau .VI.6 : Armatures principales des semelles filantes ……..88

Tableau .VI.7 : Armatures de répartition des semelles filantes……...88

Tableau .VI.9: Dimensionnement des semelles filantes SF2 sous bout de voiles à l'ELS ……....89

Tableau.VI.10 : Armatures principales des semelles filantes Sf2…….....…89

Tableau .VI.11: Semelle sous voile périphérique ……..…….89

Tableau .VI.11 Dimension des semelles filantes sous voiles …….....…89

Tableau .VI.11 Armatures principales des semelles filantes ……...……..89

Tableau .VI.11 Armatures principales des semelles filantes …….....…89

Tableau .VI.12: Ferraillage longitudinal des longrines……90

Tableau .V.13: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……...91

Tableau III.14 : vérification de l'effort tranchant…….95

Tableau.VI.6.4.Vérification à l'état limite de service ……..95

Notation

- ***Majuscules romaines :***

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : 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'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Nser : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

- ***Minuscules romaines :***

  h: Hauteur de la section du béton.

  b : Largeur de la section du béton.

  b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

  c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

  d : Hauteur utile d'une section.

  f : Flèche.

  f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

  f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

  fe : Limite d'élasticité de l'acier.

  f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

  f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

  i : Rayon de giration.

  I_f : Longueur de flambement,

  St : Espacement de cours d'armature transversale.

- ***Majuscules grecques :***

  Δ : Variation.

  ∑ : sommation.

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

  W : poids

- ***Minuscules grecques :***

  α: Angle.

  γ : Coefficient de sécurité.

  ε: Déformation relative.

  η: Coefficient de fissuration.

  λ: Élancement mécanique.

  μ: Coefficient de frottement.

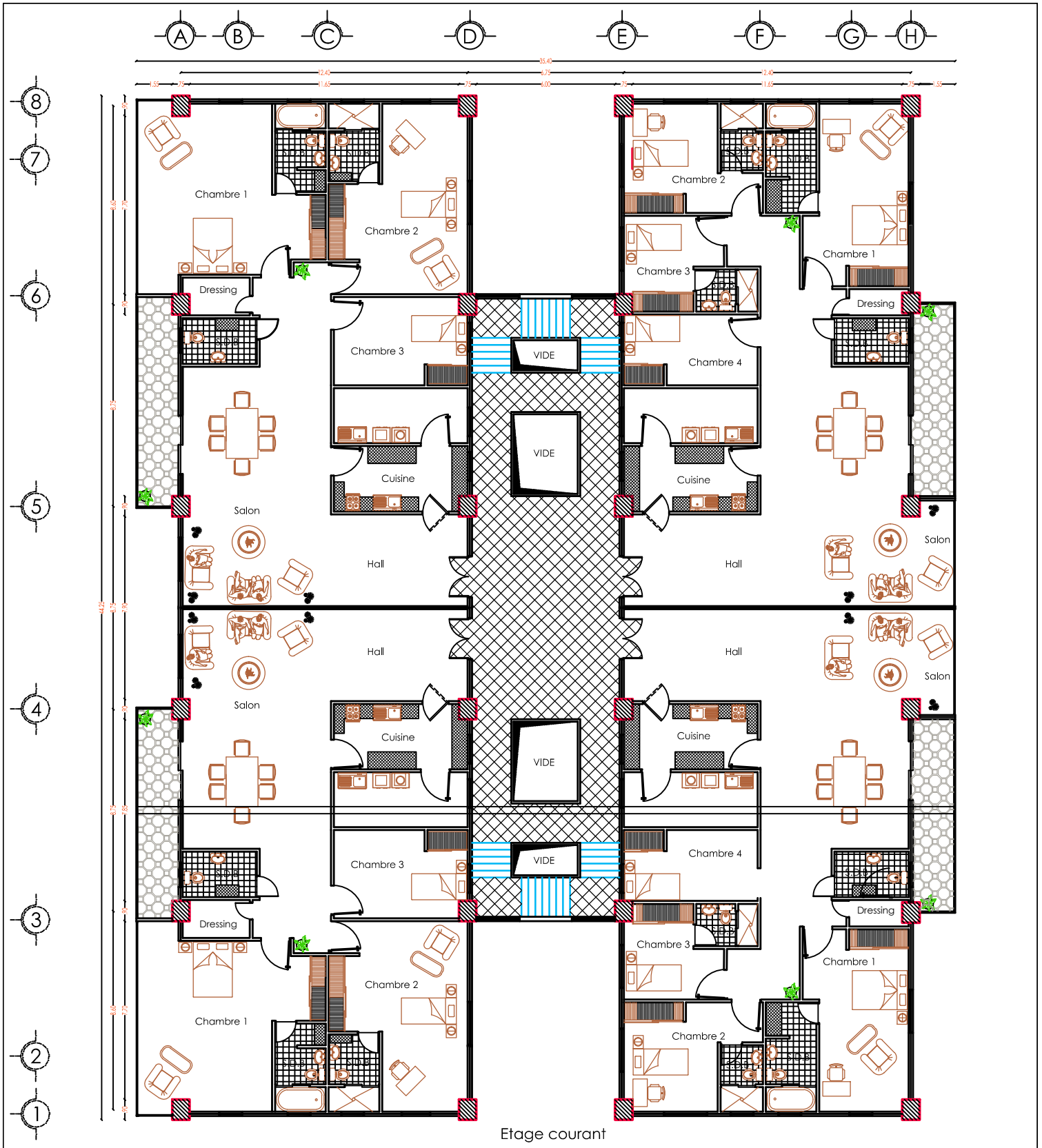
  ν: Coefficient de POISSON.

  ρ : Rapport de deux dimensions

  σ : Contrainte normale.

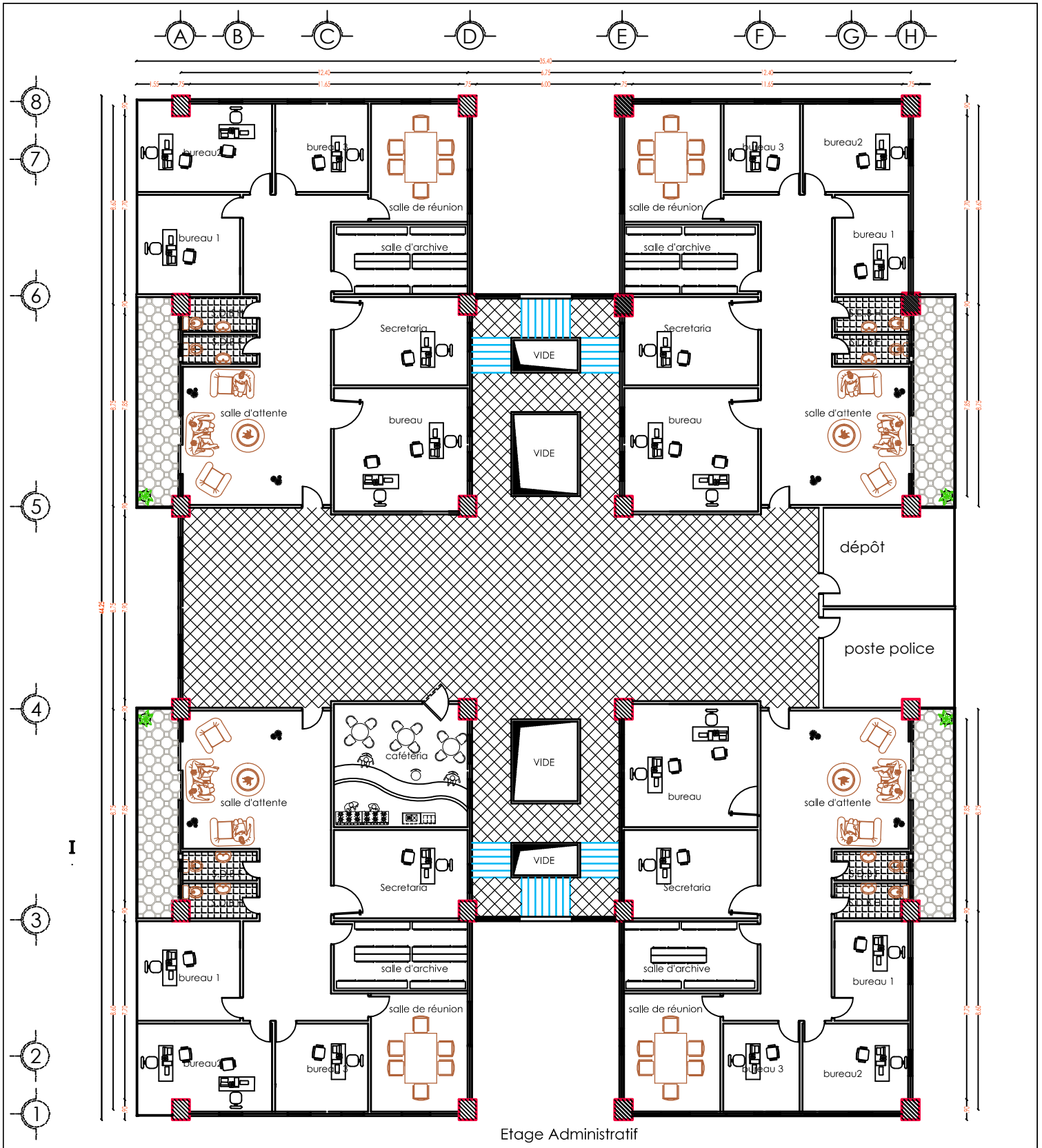
  τ : Contrainte tangentielle.

  δ: Déplacement d'un niveau.



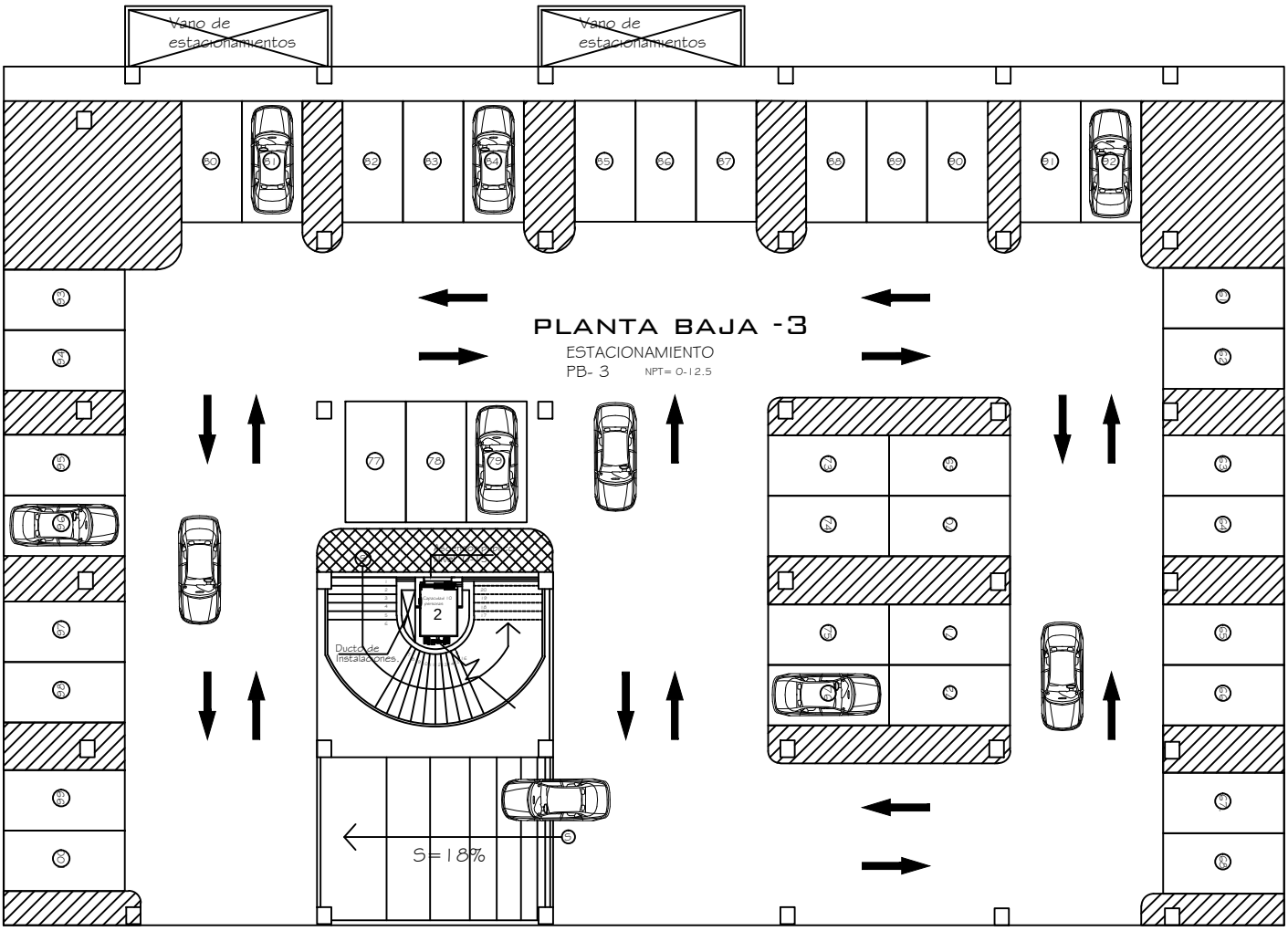
Etage courant

Batiment R+5+3 Sous-Sol
20 Logements + Locaux + Parking

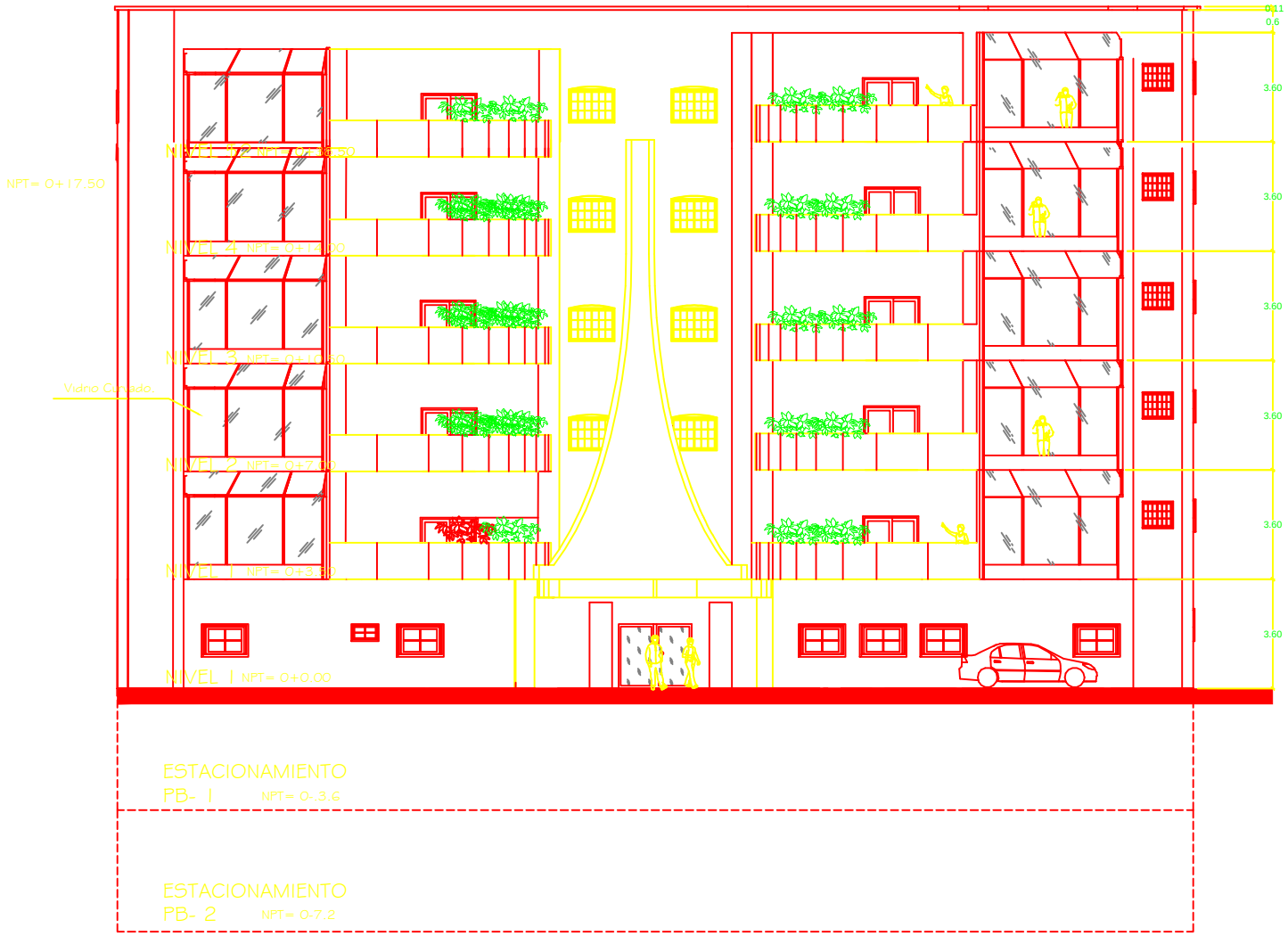


Etage Administratif

Batiment R+5+2 Sous-Sol
20 Logements + Locaux + Parking



PLAN DE SOUS-SOL PB- 2



FACADE PRINCIPAL

Introduction générale

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 coté 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 bâtiment en R+5+2s.sol implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée 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 pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- 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 résistants (poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (fondations ; longrine ; voile périphérique).

CHAPITRE I :
présentation de l'ouvrage

I.Intoduction :

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet de notre étude est le calcul d'un bâtiment de 8 niveaux (RDC + 5étages + 2sous-sol) à usage multiple (administratif, habitation, parking) avec une terrasse inaccessible.

Cet ouvrage, implanté dans la commune d'ALGER (wilaya d'ALGER), région classé par le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone ш**).**

Notre étude est conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. **[1]**
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. **[2]**
- Le règlement charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C.2.2. **[3]**

I.2 Description de l'ouvrage :

Ce projet est un bloc de forme de la lettre H; il est constitué de 2sous-sol à usage parking ; RDC contient des bureaux et cinq(5) étages ; chaque étage comporte(4) logements.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.3.1 .Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC :……..+3.60m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.60m
- Hauteur de sous- sol :……..+3.60m
- Hauteur total du bâtiment :…….28.8m. sans acrotère

I.3.2. Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :…….44.25m
- La largeur :……...35.35m

I.4. Classification de l'ouvrage :

I.4.1.Classification de l'ouvrage selon la zone sismique : [Art3.1RPA99version2003]

Le bâtiment sera implanté à wilaya D'ALGER zone classé par le règlement parasismique algérien [RPA99version2003] comme une zone de forte sismicité (zone ш).

I.4.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance : [Art3.2RPA99version2003]

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyen) bâtiment d'habitation collective et à usage de bureaux dont la hauteur de 28.8m; ne dépasse pas 48m+ parking de stationnement public.

I.5.Description constructive de l'ouvrage:

I.5.1. L'OSSATURE:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivant :
1-Les efforts verticaux du aux poids propre de la construction et de la surcharge d'exploitation.
2-Les efforts horizontaux du au séisme.
L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

I.5.2. Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

I.5.3. Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.5.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.5.5. Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.5.6. L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.5.7. L'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 efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

σ_{sol} =2.50bar

Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.5.8. Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée de trois volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.5.9. Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de plancher corps creux de 1.5m de largeur supporter par des poutres de chainages.

I.5.10. Taux de travail du sol :

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, La contrainte admissible du sol est de 2.50bar=0.25Mpa une profondeur d'ancrage de 2.00m, Le site est classé dans la catégorie S2 (sol ferme) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

I.6.1. Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage.

I.6.1.a. Caractéristique du béton :

- Facile à le fabrique et à la mettre en œuvre.
- Bonne résistance à la compression.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Faible résistance à la traction.

I.6.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.6.1.c. Granulat :

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

I.6.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

I.6.1.e. adjuvant :

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage inférieur ou égal à 5% en masse du poids du ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange.

à l'état frais et ou à l'état durci. [**Cours Zemir].**

Pour notre ouvrage on utilisera un super plastifiant.

I.6.1.f. La résistance de béton fc28 :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action des contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.6.1.g. Caractéristiques mécaniques des armatures utilisées :

tableau.1.1 : Les types d'aciers utilisés et leur s nuances

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 235	235
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

Tableau.1.2 : les valeurs standards utilisés

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 20 cm	h= 30cm	d=23 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Conclusion : pour notre projet, les valeurs standards à utiliser sont :

f_{c28} = 25 MPa

f_{t28} = 2.1 MPa

E_{i28} = 32164.2 MPa

E_{v28}= 10819 MPa

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou trés} - \text{préjudiciable} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa

FeE400, fe =400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe =235 MPa : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s}$ = 202 MPa : Fissuration préjudiciable pour les HA

CHAPITRE II :
pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

II.1. INTRODUCTION :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituants la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage selon les règlements RPA99version2003et le CBA93 mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Les planchers sont des ouvrages plans horizontaux constituants des séparations entre les niveaux d'une habitation et supportant des charges verticales.

Dans notre projet, deux types de planchers ont utilisé :

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

II.2.1 Plancher en corps creux :

L'utilisation de plancher à corps creux nous exigeons de crée des poutres intermédiaires suivant les deux directions afin de minimiser la longueur de travée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

Tableau. II.1 : Pré dimensionnement des planchers cors creux

Plancher corps creux			
L max	L max/25 (cm) ≤	ep (cm)	≤ L max/20 (cm)
440cm	17.6	20	22
	$h_t \geq L/22.5$	$h_t \geq \frac{440}{22.5}$	$h_t \geq 19.55$cm

❖ **Critère d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$cm, d'où on a : 20cm≥16cm (condition vérifier).

Conclusion :

Selon le **CBA93 (ART.B7.2.2),** On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II.2.2.plancher Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance : ouvrages béton armé page179.**

Dalle reposant sur 2 appuis : (Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx/30).

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : (Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx/40).

❖ **Critère de Sécurité contre l'incendie : ouvrages béton armé page179.**

e_p = 7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p= 11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

❖ **Critère d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : ep ≥ 16cm, d'où on a : 20cm >16cm (condition vérifie).

❖ **Condition de la flèche :**

Si L ≤ 5m ➔ $f \leq \frac{L}{500}$

Si L >5m ➔ $f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Remarque :

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement

Tableau.II.2: Pré dimensionnement des planchers dalle pleine

planchers dalle pleine			
L max (cm)	L max/45(cm)≤	ep (cm)	≤L max/40(cm)
620	13.777	20	15.5

Conclusion :

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 20cm pour les deux sous-sols (dalle plaine).

II.3.Evaluation des charges et surcharges : [3]

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1.Plancher Terrasse :

1. **Charges permanentes :**

Tableau. II.3.Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.50**

II.3.2.Plancher courant (corps creux) :

1. **Charges permanentes :**

Tableau .II.4. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

Tableau. II.5 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**8.20**

II.3.3.Maçonnerie :

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau .II.6 : Charges permanentes du mur double cloison.

N⁰	Composant	Épaisseur (m	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau .II.7 : Charges permanentes du mur simple cloison.

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.62

2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Tableau. II.8.Charges d'exploitations

Niveau	Usage	*Q (KN/m²)*
Terrasse inaccessible	-	1
Etages courant	Habitation	1.5
RDC	Administratif	2.5
Sous-sol	Parkings	2.5

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT :

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 ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d' après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

II.4.1. Les Poutre principale

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

Tableau. II. 9. Pré dimensionnement des poutres principales

Poutre principale			
L_{max}=1165cm	$L_{max}/15(cm) \leq$	h (cm)	$\leq L_{max}/10(cm)$
	77.666	80	116.5
	0.3 h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7 h (cm)
	24	40	56

II.4.2. Les poutres porteuses :

Tableau. II.10. Pré dimensionnement des poutres secondaires

Poutre porteuse			
L_{max}=790cm	$L_{max}/15(cm) \leq$	h (cm)	$L_{max}/10$ (cm)
	52.66	60	79
	0.3h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7h (cm)
	18	40	42

II.4.3. Les poutres intermédiaires suivant x :

Tableau. II.11. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires suivant x

Poutre intermédiaires suivant x			
L_{max}=582.5cm	$L_{max}/15(cm) \leq$	h (cm)	$\leq L_{max}/10$ (cm)
	38.83	55	58.25
	0.3 h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7 h (cm)
	16.5	30	38.5

II.4.4. Les poutres intermédiaires suivant y :

Tableau .II.12. Pré dimensionnement des poutres intermédiaires suivant y

Poutre intermédiaires suivant y			
L_{max}=395cm	$L_{max}/15(cm) \leq$	h (cm)	$\leq L_{max}/10(cm)$
	26.33	55	39.5
	0.3 h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7 h (cm)
	16.5	30	38.5

L : la plus grande portée dans le sens considéré à nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.5.Pré dimensionnement des poteaux :

II.5.1.Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils supportent les charges verticales transmises par les poutres de planchers ainsi que les charges horizontales dues aux séismes ou au vent, Dans la majorité des cas les poteaux sont soumis à la flexion composée, Dans quelque cas ils sont soumis soit à la flexion simple soit à la traction simple.

II.5.2.Etapes de pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression, pour cela, on utilisera un calcul basé sur la descente de charges (G et Q).

II.5.3.Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

Tableau. II.13.calcul de l'effort$\overline{N}$

	Dimension	B_r (cm2)	L_0(m)	L_f(m)	i	λ	α	As (cm2)	$\overline{N}$ u(KN)
5eme étage	40*60	2204	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.4	3534.32
4eme étage	40*60	2204	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.4	3534.32
3eme étage	40*65	2394	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.6	6199.84
2eme étage	40*65	2394	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.6	6199.84
1ere étage	40*70	2584	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.8	7249.40
RDC	40*70	2584	3.6	2.52	0.115	21.91	0.788	2.8	7249.40
S-sol 1	40*75	2774	4	2.8	0.115	24.34	0.775	3.00	8327.15
S -sol 2	40*75	2774	4	2.8	0.115	24.34	0.7775	3.00	8327.15

II.5.4.Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est : 4-D qui a une forme rectangulaire.

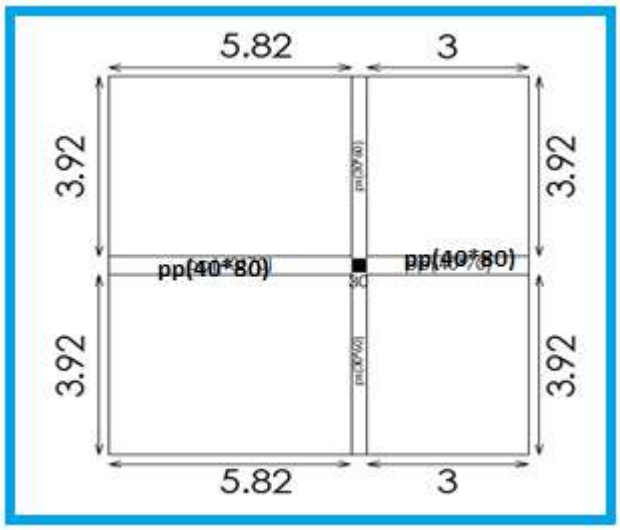


Fig. II.1 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

- La surface Complete du plancher :

S_t= (3.95+0.3+3.925)*(5.825+0.3+3) =74.596m²

- La surface du plancher seulement :

S_p=[(3.925-0.005)*5.825]+[(3.95-0.05)*5.825]+[(3.925-0.05)*3]+[(3.95-0.05)*3] =68.614m²

Donc finalement on a **S_t= 74.596m² et S_P=68.614m²**

II.5.5.Détermination des Charges permanentes :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse*$S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b*h*L*poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b*h*he* poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau. II.15 .charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité

Etage	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp(KN)	G Por(KN)	GPIX	GPIY	G(KN)	G cum(KN)
5ème	470.665	21.25	64.58	35.51	24,215	20,671	659.785	659.7846
4ème	384.216	21.25	64.58	35.51	24,215	20,671	573.336	1233.1206
3ème	384.216	35.91	64.58	35.51	24,215	20,671	587.999	1821.1191
2ème	384.216	35.91	64.58	35.51	24,215	20,671	587.999	2409.1176
1ère	384.216	41.65	64.58	35.51	24,215	20,671	593.736	3002.8536
RDC	384.216	41.65	64.58	35.51	24,215	20,671	593.736	3596.5896
S-sol 1	384.216	47.81	64.58	35.51	24,215	20,671	532.109	4128.6981
S-sol 2	348.216	47.81	64.58	35.51	24,215	20,671	496.109	4632.8696

II.5.6. Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR►►Art [B.C.2.2] ◄◄ [3]

Loi de dégression : « DTR C.2.2 » [3].

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Tableau. II.16. dégression des charges en fonction du nombre d'étages.

Etage	Q (KN/m²)	Surface (m²)	Q (KN)	3+n/2n	Q cum (KN/m²)
5ème	1	74.596	74.596	-	74.596
4ème	1.5		111.894	1	186.492
3ème	1.5		111.894	0.95	287.198
2ème	1.5		111.894	0.9	376.715
1ère	1.5		111.894	0.85	455.036
RDC	2.5		186.49	0.8	581.849
S.sol1	2.5		186.49*1.1	0.75	704.005
S.sol2	*2.5*		*186.49*1.1*	*0.714*	*820.263*

II.5.7. L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

$N_u = 1.1N_{ultime}$

Tableau. II.17.L'effort normal ultime de résistance

Etage	G cum(KN)	Q cum (kN)	N_U	1,1*N_U	$\overline{N}_u$ (kN)	1.1$N_{ultime} \leq \overline{N}_u$
5ème	659.785	74.596	1002.6032	1102.8635	3534.3251	vérifiée
4ème	1233.121	186.49	1944.4478	2138.8926	3534.3251	vérifiée
3ème	1821.119	287.1946	2889.3027	3178.233	6199.8446	vérifiée
2ème	2409.118	376.7098	3817.3735	4199.1108	6199.8446	vérifiée
1ère	3002.854	455.0356	4736.4058	5210.0463	7249.4024	vérifiée
RDC	3596.590	581.8488	5728.1692	6300.9861	7249.4024	vérifiée
$S.sol_1$	4128.698	703.99975	6629.7421	7292.7163	8327.1582	vérifiée
$S.sol_2$	4632.870	820.236	7484.728	8233.2008	8327.1582	vérifiée

II.5.8. Vérification selon le RPA99 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ [1]:

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. II.18. Vérification selon le RPA99

Niveau	b	h	Application de condition	vérification
5eme 4eme	40	60	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$ $\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20} = 18$ $0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 0.66 \leq 4$	C.V
3eme 2eme	40	65	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$ $\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20}$ =18cm $0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 0.61 \leq 4$	C.V
1er **RDC**	40	70	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$ $\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20}$ =18cm $0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 0.57 \leq 4$	C.V
Sous-sol1 Sous-sol2	40	75	$\min(b_1, h_1) = 40cm \geq 30\ cm$ $\min(b_1, h_1) = 40cm \geq \frac{h_e}{20}$ =20cm	C.V

			$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} = 0.53 \leq 4$	

II.5.9. Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.19. Vérification aux zones nodaleS

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
4eme et 5eme	40	60	40	C.V	00	30	C.V
2eme et 3eme	40	65	40	C.V	00	32.5	C.V
RDC et 1ere	40	70	40	C.V	00	35	C.V
S-sol	40	75	40	C.V	00	37.5	C.V

II.6 .Les voiles :

II.6.1.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99 [1]**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Donc ; $a \geq \text{MAX}\ (15\ \text{cm} ; he/25; he/22)$.

Tableau . II.20. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles	h v = h e- h p s	a ≥ h e/22	A adoptée (cm)
Etage courant	300	13.63	15
Sous-sol	300	13.63	20

Remarque :

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite**.**

Conclusion :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

CHAPITRE III :
Calcules des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1. L'ACROTERE :

III-1-1 Définition :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. 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 1 KN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries ; Son calcul est en flexion composée.

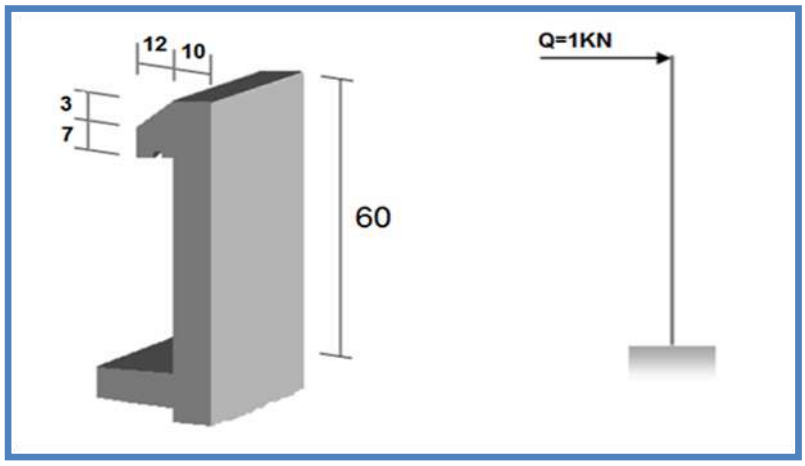


Fig.III.1 :L'acrotère.

III.1.2.Calcul les sollicitations à ELU et ELS :

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surface

$$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.03\times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12)=1.755KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

E.L.U	
L'effort normal :	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant :	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
E.L.S	
L'effort normal :	N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m

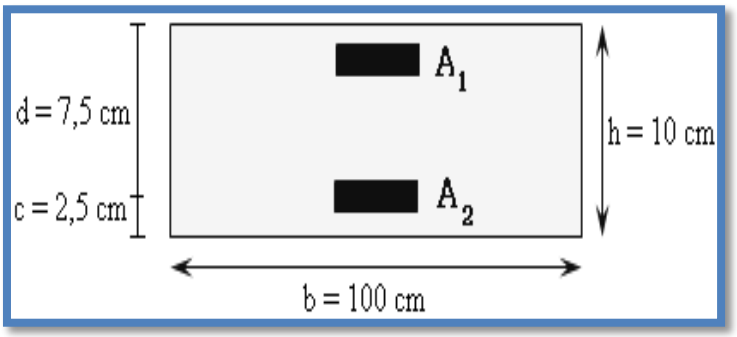
III.1.3.Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU :

Le calcul du ferraillage se fait à L'ELU pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.2 : Les données sur l'acrotère

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	m	N_u	2,369	KN
L_f	1,2	m	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

D'après le calcul à L'ELU, on adopte les sections suivantes :



- Pour les armatures de répartition on a : A rép $\geq \frac{A}{4}$
  - Pour les armateurs vertical : a_t =100/6≏17cm ≤Min [h*3 ; 33cm]=30cm …….C'est vérifier.
  - Pour les armateurs horizontal : a_t =100/3≏33cm ≤Min [h*3 ; 33cm]=30cm …….C'est vérifier.

Tableau III.3 : Les sections d'armatures.

A1=4.4cm²	A1 choisie =6HA10=4.71cm²	S choisie =15cm
Arép-1= 1.17cm²	Arép-1choisie =3HA8=1.51 cm²	S choisie =20cm
A2=4.4cm²	A2choisie =6HA10=4.71cm²	S choisie =15cm
Arép-2= 1.17cm²	Arép-2choisie=3HA8=1.51 cm²	S choisie =20cm

III III.1.4.La vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification Les contraintes de béton et d'acier doit être vérifié à l'ELS et la fissuration est considérée comme préjudiciable. $\bar{\sigma}b=0.6x\ fc28$; $\bar{\sigma}s=Min\ [\frac{2}{3}Fe; 110\sqrt{1.6xf\ t28}]$

Tableau III.4: vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes	Les contraintes admissibles	Vérification
σb= 0.34 MPA	$\bar{\sigma}b=0.6x\ fc28=15$ MPA	σb ≤$\bar{\sigma}$b …C'est vérifier
σs1=2.19 MPA	$\bar{\sigma}s1=202$MPA	σs1≤$\bar{\sigma}$s1…C'est vérifier
σs2=2.69 MPA	$\bar{\sigma}s2=202$MPA	σs2≤$\bar{\sigma}$s2…C'est vérifier

III.1.5.La vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Avec : $\tau u=\frac{Vu}{bxd}$; $\bar{\tau}= Min\ [0.15\frac{fc28}{\gamma b}\ ;4MPA]$

Tableau III.5 : vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.

La contrainte de cisaillement	La contrainte de cisaillement admissible	Vérification
Tu=0.02MPA	$\bar{\tau}=2.50$MPA	C'est vérifier

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme : Art [6.2.3]_RPA

- L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :
- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p : poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; W p= 2.255 KN.
- $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404$ KN
- $F_p = 1.404$ KN $< T = 1.5$ KN …… (Condition vérifié)

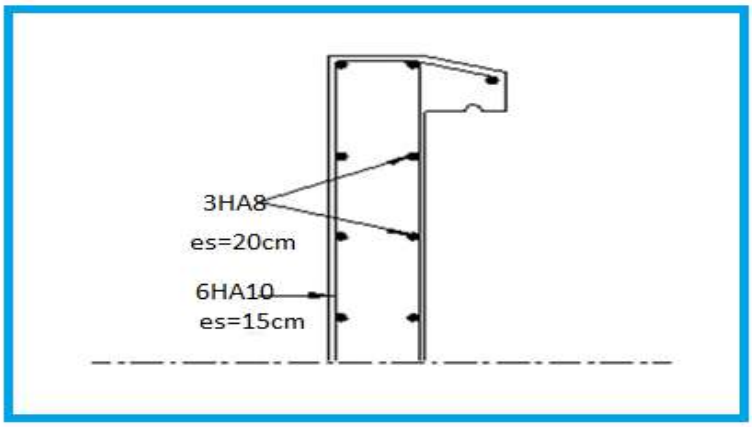


Fig.III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2.L'escalier :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.3. Escalier à trois volées :

III.3.3.1. Pré dimensionnement :

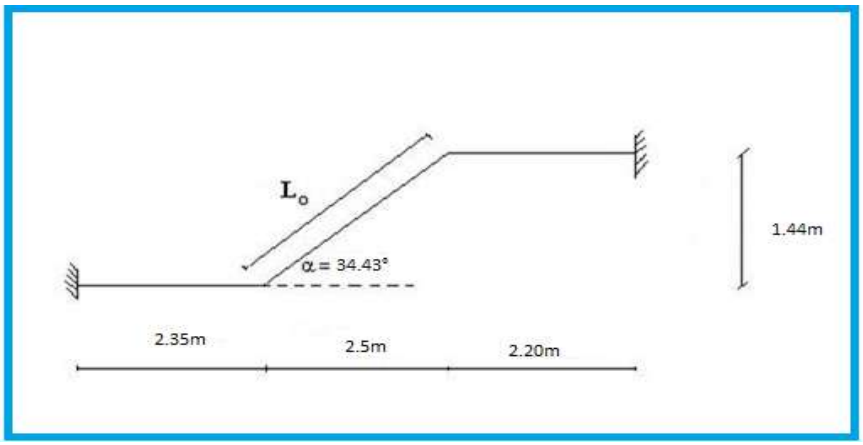


Figure III.19 : Schéma de l'escalier droit a trois volées

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$\text{tg}\,\alpha = H / L = 144/210 = 0.542$

Donc : $\alpha = 34.43°$

$$L_0 = \sqrt{1.44^2 + 2.10^2} = 2.54\ m$$

$l = 2.35 + 2.54 + 2.2 = 7.09\text{m}$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 20.26 \le e \le 23.63$$ On adopte: e = **20**cm

Remarque : pour e=20cm la flèche n'est pas vérifiée donc on augmenté l'épaisseur de l'escalier à **e=25cm.**

Tableau III.17 : Dimensions de l'escalier

L_{max} (cm)	N contres marches	N marches	h (cm)	g (cm)	H_{palier}(m)	e_p (cm)
709	8	7	18	30	1.44	25

III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau 3-32 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.25	25	6.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.95**

Tableau 3-33 : Poids propre de la paillasse de L'escalier

N°	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m²)**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.25 / cos α	25	7.57
5	Poids des marches	0.18 / 2	25	2.25
6	Enduit ciment	0.02	0.18	0.36
			G	**11.52**

III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 KN/m2$$

III.3.4. Détermination des efforts :

Tableau 3-34 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	**Q (KN/m²)**	**P_u (KN/m²)**	**P_{ser} (KN/m²)**
Palier 1	7.95	2.5	14.48	10.45
Paillasse	11.52	2.5	19.30	14.02

Le Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS:

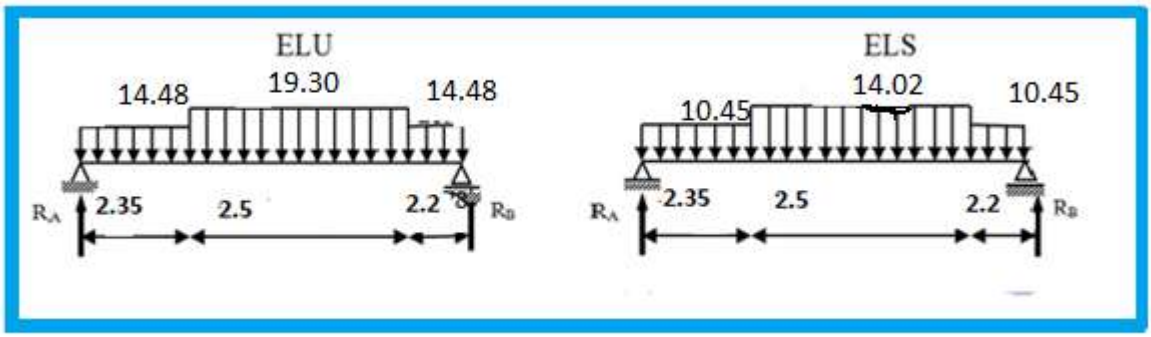


Figure. III.20 :Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS

Tableau III 1 Détermination des efforts

	ELU	**ELS**
Les réactions d'appuis	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 97.39\ KN$ $R_A = 48.62\ KN$ $R_B = 48.77\ KN$	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 70.17\ KN$ $R_A = 35.03\ KN$ $R_B = 35.14\ KN$
M max (KN.m)	89.90KN.m	63.84KN.m
M travée (KN.m)	= 0.85 M max =76.42 KN.m	= 0.85 M max =54.26KN.m
M appui (KN.m)	= 0.5 M max =44.95KN.m	= 0.5 M max =31.92KN.m
Tmax	=48.77	/

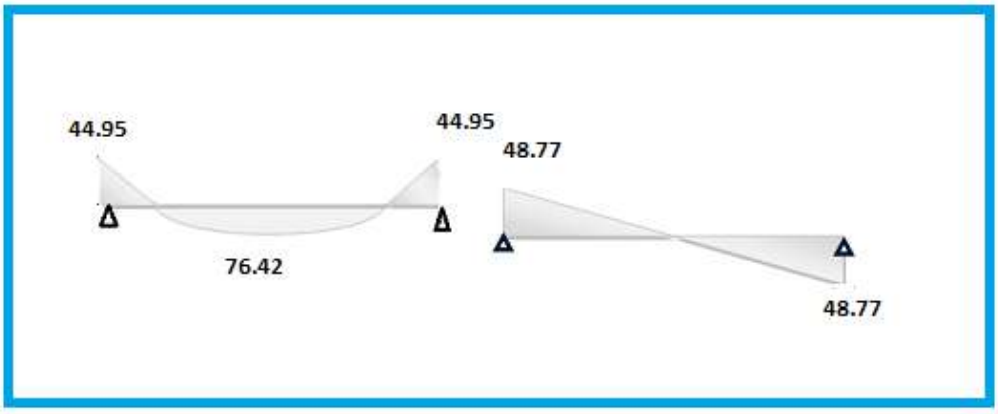


Figure III -21 : Schéma statique à l'E.L.U



Figure III -22 : Schéma statique à l'E.L.S

III.3.6 .Calcul du ferraillage

III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

On considère pour le ferraillage de l'escalier le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.
Les efforts sur appuis et en travée sont :

Tableau .III.21 : la section d'armatures

	M_u (kN.m)	μ	$\mu \prec \mu_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	β	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)	Espacement cm
Travée	76.42	0.175	Oui	0	0.902	13.91	10HA14	15.39	10
Appuis	44.95	0.103	Oui	0	0.945	7.81	6HA14	9.24	10

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 3.84\ cm^2/ml \leq A_r$

Le choix est de **4HA 12**=4.52cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 2.31\ cm^2/ml \leq A_r$

Le choix est de **3HA12**=3,39 cm² avec S_t=25cm

Condition d'espacement :

Tab.III.9 *Vérification de l'espacement*

/	*Les armatures longitudinales*	*Les armatures de répartitions*
En travée	*St =20cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*t =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =25cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =25cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.3.7 Vérification à l'E.L.S :

Les étapes de Vérification à l'E.L.S dans **l'annexes 2.2**

Tableau III 2 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}(KN.m)	A_s(cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	54.26	15.39	6.97	36883.81	10.25	*Vérifie*
Appui	31.92	9.24	5.71	25471.59	7.16	*Vérifie*

III.3.8 Vérifications d'Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ ***Fissuration peu nuisible***

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{\times 10^3}{1000 \times 145} = 0.278\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C\ V).$$

III.3. 9 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,028 > \frac{76.42}{1276.8} = 0.059 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.N.V).$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{15.39}{100 * 17.5} = 0,087 > \frac{2}{400} = 0.00\ 5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V).$$

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

On doit passer au calcul des flèches;

Les étapes de calcule de la fléché dans [**CBA l'annexes D (CBA93).]**

Tableau III 3 Valeur de la flèche

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	Y_G (cm)	I_0 (cm⁴)
15.39	54.26	0.008	223.35	0.630	11.93	81280.92
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
35669.91	55789.05	8.45	11.65	10.65	12.05	C.V

III.3. Calcul de la console sous paillasse :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas le plus sollicité pour ferraillée.

On donne une section préliminaire de (30*30) cm², et on calcul les sollicitations.

a) Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[1] :

b = 30 cm ≥ 20 cm. (CV)

h = 30 cm ≥ 30 cm. (CV)

h/b = 1 < 4 (CV)

Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Donc ;

b) Calcule des efforts :

$$M_u = \frac{P_{U\times}L^2}{2}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser\times}L^2}{2}$$

Tableau III 4 Détermination des efforts

ELU	ELS
P u=48.77kN/ml	P ser=35.14kN/ml
Ma=88.02kN/m²	M a=63.42kN/m²
T u=92.66kN	T ser=66.76kN

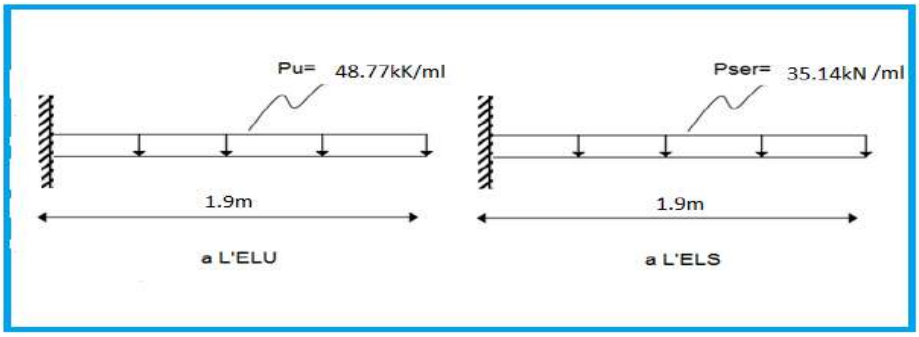


Fig.III.23.Schéma statique de la console.

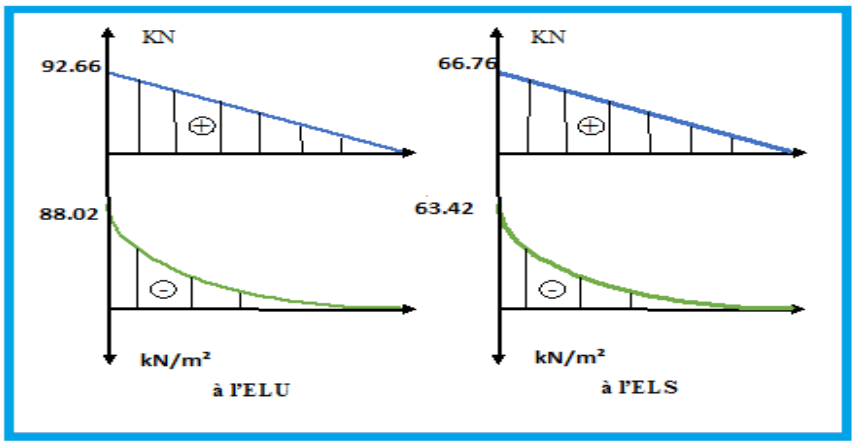


Fig.III.24 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

III.3.1.Ferraillage :

Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de la console

	Mu (KN.m)	μ	β	A	A'	Amin	A adopt
A l'appui	88.0.	0.086	0.98	9.63	0	4.5	8HA14=12.32

- A_{min}=0.5% b*h
- A_{max}=4% b*h (zone courante).
- A_{max}=6% b*h (zone de recouvrement).

a. Vérification de l'effort tranchant :

T_u = 92.66 Kn.

$\tau_\mu = T_u / b_0.d$=1.15MPa

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\,MPa\right] = 3.33\ \text{MPa} \quad \tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

b. Armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]=24.12cm.

S_t=15 cm.

$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi l \leq ; b/10\right] = Min\left[8.57mm; 12mm; 30mm\right]$=8.75mm.

On prend : Φt =8 mm

$a_t = \pi \times \Phi t^2/4$=0.5cm² $A_t = a_t \times n_t$: n_t=4 Donc : A_t=2cm² avec : Fe=400MPa.

c. Vérification de la section minimale :

$\frac{A_t}{b_0 S_t} Fe = 1.78MPa \geq 0.4MPa$ (avec: At=4 Φ 8=2.01cm²) (c.v).

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.00446 \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.9\frac{fe}{\gamma s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = 1.147 \text{ Ou : } \begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases} \text{(c.v).}$$

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4 ; 12 Φl)→ St=10.00 cm.

Zone courante: $S_t \leq h/2$ → St=15.00 cm.

d. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4\times \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) \times b_0 \times a$

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min [25.5 ;24.75]=24.75cm

V_u=92.66KN≤$0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 300\times 247.5$=495KN (c.v).

e. Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2V_u}{a.b_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$\frac{2\times 48.79\times 10^3}{300\times 247.5} = 1.31 < 0.8\frac{25}{1.15}$=17.39 (c.v).

Tableau.III.9 : Vérification à l'E.L.S

M_{ser} (kN.m)	A_u (cm^2)	y_1 (cm)	I_G (cm^4)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	observation
63.42	10.78	5.38	32126.5	10.63	15	(cv)

Tableau III.10 : Récapitulation des résultats de la flèche.

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I0 (cm^4)	Ei(MPa)
63.42	0,0084	249.59	0.83	2.49	0.99	$3.0.10^4$	32164,20
Ev(MPa)	**Ifi (cm^4)**	**Ifv (cm^4)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm (mm**	**Δf<fadm**
10721,39	13593.11	22858.28	5.23	9.34	0.41	0.76	cv

III.2.Calcul des poutrelles :

III.2.1.Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables

ompression : Art [B 6.8.4.2.3] :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60cm entre poutrelles.
La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$$

Remarque :

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20cm.

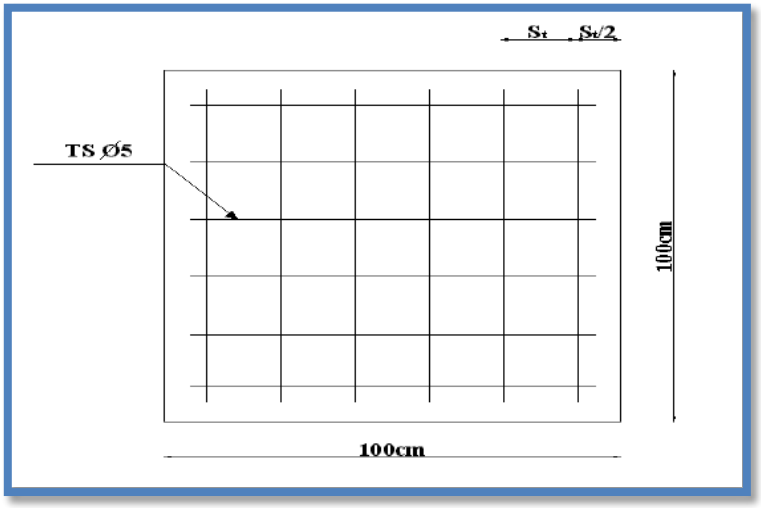


Figure III -25: disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous) et la couche de béton.
- 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

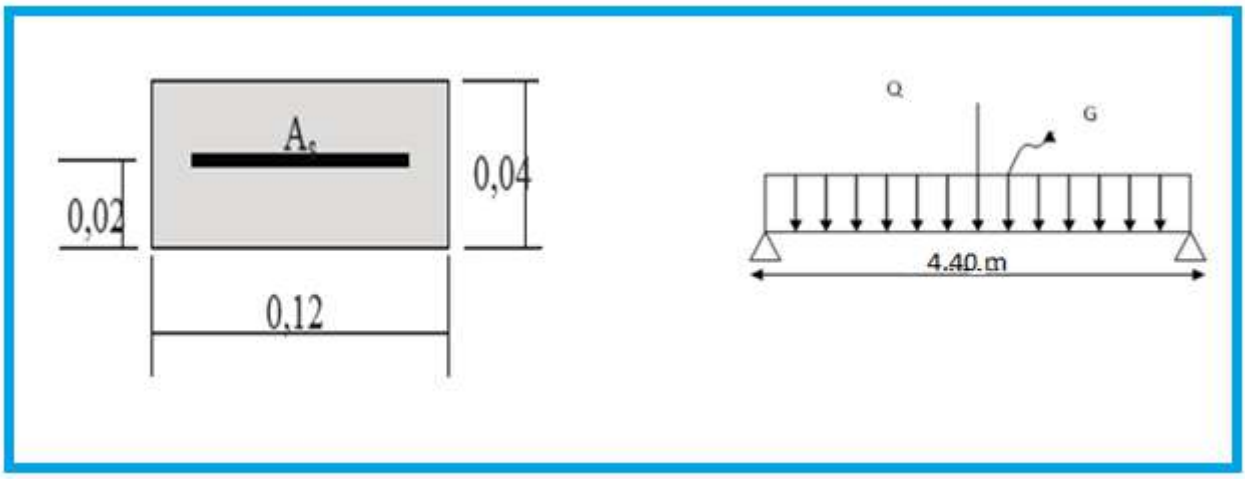


Figure III -26: schématisation de la poutrelle avant coulage

a-1-calcul les charges des poutrelles avant coulage :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

Charges permanentes G	
Poids de poutrelle : 0.12*0.04*25 = 0. 12KN/ml	**0.72 KN/ml**
Poids du corps creux: 0.60*1 = 0.60KN/ml	
Surcharges d'exploitation Q	
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q =Max {1KN; 0.5*l KN.m de portée} = 2.2KN	**2.2KN/ml**

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.74$	$\frac{QL}{4} = 2.39$	1.35MG+1.5MQ=5.94

Conclusion :

Les armatures comprimées A' « sont nécessaires » ; cependant la section est faible pour cela on prévoira des éléments pour aide la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

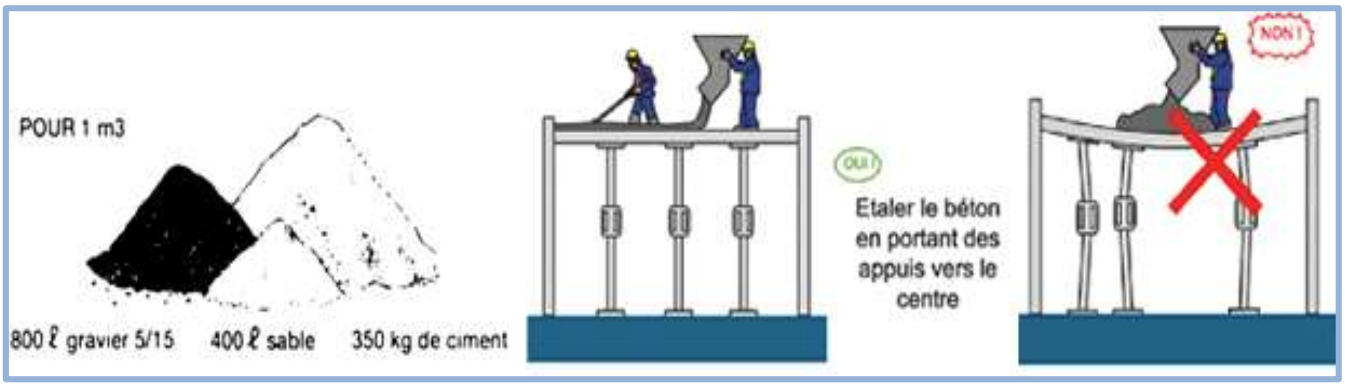


Figure III 27 Choix de disposition des étaiements.

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression

a-2-Calcul du nombre d´étaiement :

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Tableau III -6-Nombre Des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
1	0.77	2.2	4.4	17.6	0.88	C N V
2		1.1	2.2	1.06	0.44	C N V
3			1.46	0.201	0.29	C V

Conclusion : On place chaque distance de1.46 m un étaiement

III.2.2.2 Calcul des charges et surcharges:

Tableau III- 7- Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G kN/m²	Q kN/m²	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6.86*0,6 = 4.116	1*0,6 = 0,6	6.456	4.716
Plancher courant	5.96*0,6 = 3.576	1.5*0,6=0.9	6.177	4.176
Plancher de RDC	5.96*0,6 =3.576	2.5*0,6=1.5	7.077	5.076

Les calculs sont font pour les poutrelles du plancher de RDC (ou plancher courant) ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- Le calcul des poutrelles se fait pour les deux (02) types de poutrelles:

Poutrelles à dix travées.
Poutrelles à quatre travées.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(CV) - $Q = 2.5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.32 \quad kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$

- l'inertie est ne variée pas pour toutes les travées.
- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.005 < 1.25$ …….. (CV)
- $0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 1 < 1.25$ …….. (CV)
- $0.8 < L_{CD} / L_{DE} = 1.09 < 1.25$ ……... (CV)
- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2.3 Détermination les efforts :

Poutrelles à 4 trvées :

Tableau III-8- vérification des conditions de la methode forfaitaire

G kN/m2	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6.86	1	6.4566	4.716	cv	cv

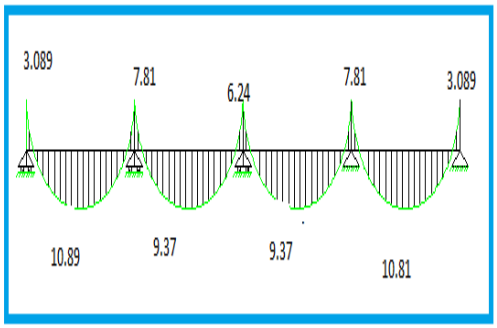
0.8< Li / Li+1	cv	cv
Li / Li+1 <1.25	cv	cv

❖ **Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau III-9- Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant

Travée	Pu	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)	T0	Tw (kN)	Te(kN)
A-B	6.45	4.375	15.44	10.813	3.089	7.723	14.12	13.064	15.183
B-C	6.45	4.4	15.62	9.374	7.812	6.249	14.20	14.55	13.84
C-D	6.45	4.4	15.62	9.374	6.249	7.812	14.20	13.849	14.55
D-E	6.45	4.37	15.44	10.813	7.723	3.089	14.12	15.183	13.064

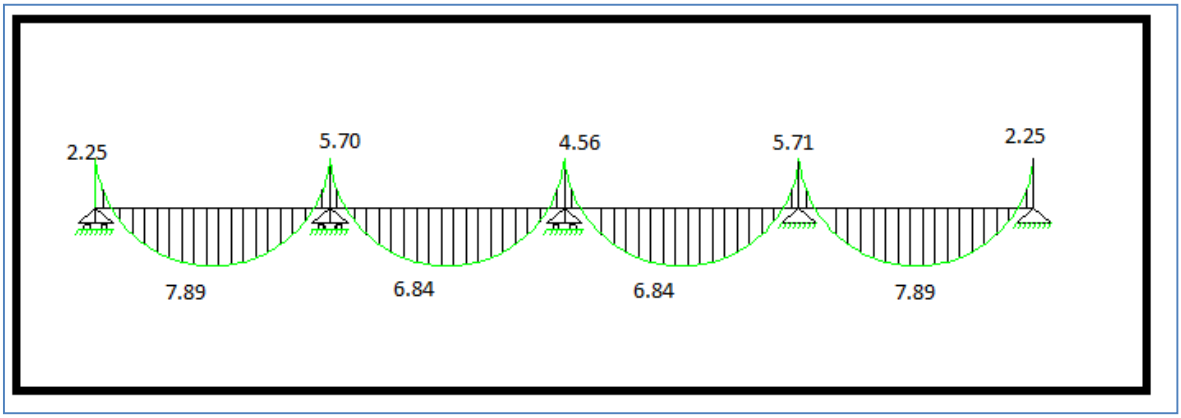
Figure III 9 Diagramme des moments et des efforts tranchantdes poutrelles à l'état limite ultime.



III -28-**Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:**

Tableau III -10- Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	Ps	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A-B	4.716	4.375	11.283	7.898	2.256	5.641
B-C	4.716	4.4	11.412	6.847	5.706	4.565
C-D	4.716	4.4	11.412	6.847	4.565	5.706
D-E	4.716	4.375	11.2833	7.898	5.641	2.256



des moments Figure III 29 Diagramme des poutrelles à l'état limite de Service

Poutrelles à 10 travées :

Tableau III-11- vérification des conditions de la methode forfaitaire

G kN/m2	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6.86	1	6.4566	5.109	**cv**	**cv**

0.8< Li / Li+1	**cv**	**cv**
Li / Li+1 <1.25	**cv**	**cv**

- **Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau III-12- Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des

Travée	Pu	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me (kN.m)	T0	Tw (kN)	Te(kN)
A-B	6.456	4.3	14.922	10.445	2.984	7.4614	13.88	12.840	14.9228
B-C	6.456	4.3	14.922	8.953	7.461	5.969	13.881	14.228	13.534
C-D	6.456	4.375	15.447	10.041	6.1791	6.179	14.12	14.123	14.123
D-E	6.456	4.375	15.447	10.041	6.179	6.179	14.123	14.123	14.123
E-F	6.456	4.4	15.624	10.156	6.24	6.249	14.204	14.204	14.204
F-G	6.456	4.4	15.624	10.156	6.24	6.249	14.204	14.204	14.204
G-H	6.45	4.375	15.447	10.041	6.179	6.179	14.123	14.123	14.123
H-I	6.456	4.375	15.447	10.041	6.179	6.179	14.123	14.12	14.123
I-J	6.456	4.3	14.922	9.238	5.969	7.461	13.881	13.53	14.228
J-K	6.456	4.3	14.922	10.445	7.461	2.98	13.881	14.922	12.840

Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:

Tableau III 13-Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	Me (kN.m)
A-B	4.716	4.3	10.899	7.6298	2.179	5.449
B-C	4.716	4.3	10.899	6.539	5.449	4.359
C-D	4.716	4.375	11.283	7.3342	4.513	4.5133
D-E	4.716	4.375	11.283	7.334	4.513	4.513
E-F	4.716	4.4	11.412	7.418	4.565	4.56
F-G	4.716	4.4	11.412	7.418	4.565	4.56
G-H	4.716	4.375	11.283	7.334	4.513	4.513
H-I	4.716	4.375	11.283	7.334	4.513	4.513
I-J	4.716	4.3	10.899	6.539	4.359	5.4499
J-K	4.716	4.3	10.899	7.629	5.449	2.179

.2.2.3Détermination les efforts :

<u>Poutrelles à 4 travées :</u>

Tableau III-14- vérification des conditions de la methode forfaitaire

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
5.96	2.5	7.0776	5.076	cv	cv

0.8< Li / Li+1	cv
Li / Li+1 <1.25	cv

Détermination des efforts à l'Et t Limite Ultime:

Tableau III-15- Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des

Travée	Pu	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.0776	4.375	16.93	12.50	3.386	8.466	15.482	14.32	16.643
B-C	7.0776	4.4	17.127	10.938	8.563	6.851	15.570	15.9	15.181
C-D	7.0776	4.4	17.127	10.938	6.851	8.563	15.57	15.181	15.959
D-E	7.0776	4.375	16.93	12.508	8.466	3.386	15.48	16.643	14.321

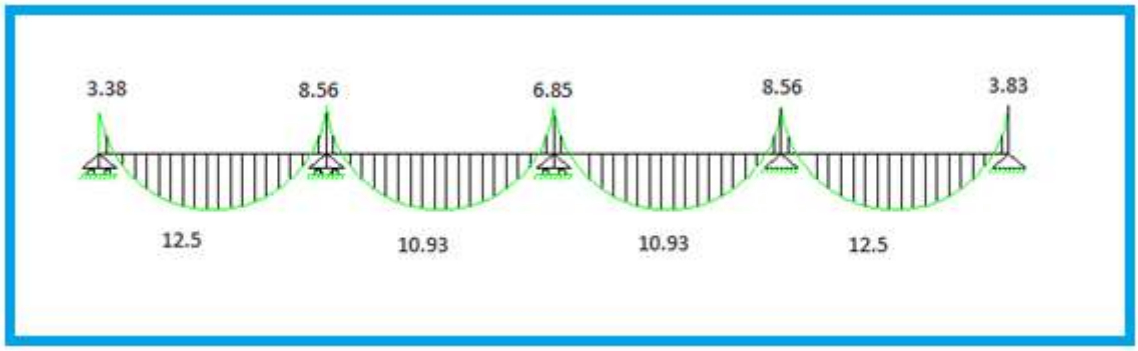


Figure III -30-Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime.

❖ **Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:**

Tableau III 16- Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.076	4.375	12.144	8.501	2.428	6.072
B-C	5.076	4.4	12.283	7.370	6.141	4.913
C-D	5.076	4.4	12.283	7.370	4.913	6.141
D-E	5.076	4.375	12.144	8.501	6.072	2.428

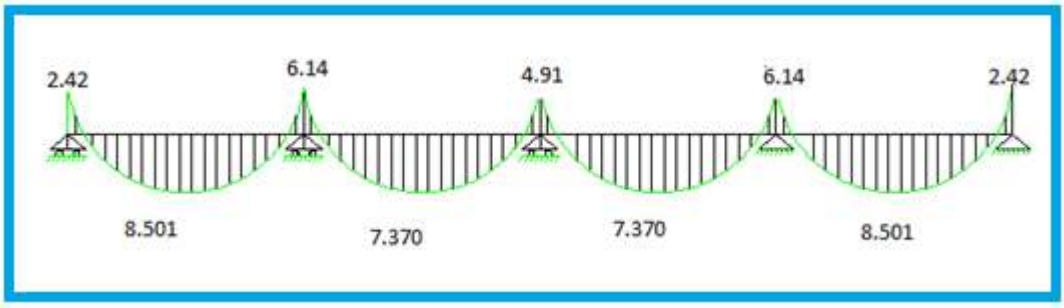


Figure III 31. Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service.

Poutrelles à 10 travées :

Tableau III-17- vérification des conditions de la methode forfaitaire

G kN/m²	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
5.96	2.5	7.0776	5.076	cv	cv

0.8< Li / Li+1	cv
Li / Li+1 <1.25	cv

- **Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau III-18- Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.0776	4.3	16.358	12.082	3.271	8.1790	15.21	14.07	16.35
B-C	7.0776	4.3	16.358	10.447	8.179	6.5432	15.21	15.59	14.83
C-D	7.0776	4.375	16.933	11.661	6.773	6.77348	15.482	15.48	15.48
D-E	7.0776	4.375	16.9	11.661	6.773	6.77348	15.482	15.48	15.48
E-F	7.0776	4.4	17.127	11.795	6.851	6.851	15.57	15.57	15.57
F-G	7.0776	4.4	17.127	11.795	6.851	6.8511	15.570	15.57	15.57
G-H	7.0776	4.375	16.933	11.661	6.773	6.77348	15.482	15.48	15.48
H-I	7.0776	4.375	16.933	11.661	6.773	6.773484	15.482	15.48	15.48
I-J	7.0776	4.3	16.358	10.539	6.543	8.17905	15.2	14.83	15.59
J-K	7.0776	4.3	16.358	12.082	8.179	3.2716	15.2	16.35	14.07

- **Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:**
-

Tableau III 19- Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.716	4.3	10.899	7.62	2.179	5.449
B-C	4.716	4.3	10.899	6.539	5.449	4.359
C-D	4.716	4.375	11.283	7.334	4.513	4.513
D-E	4.716	4.375	11.283	7.334	4.513	4.513
E-F	4.716	4.4	11.412	7.418	4.565	4.565
F-G	4.716	4.4	11.412	7.418	4.565	4.565
G-H	4.716	4.375	11.283	7.334	4.5133	4.513
H-I	4.716	4.375	11.283	7.3342	4.5133	4.5133
I-J	4.716	4.3	10.899	6.539	4.359	5.449
J-K	4.716	4.3	10.899	7.629	5.449	2.179

Remarque: seules les valeurs maximums en travées et en appuis sont prises en compte.

III.2.2.4 Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Le ferraillage est calculé en flexion simple

Remarque : Apres les calculs on a obtenus le même ferraillage pour tous les étages**.**

1-Ferraillage a l'état limite ultime : 1.35 G + 1.5 Q

III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :

poutrelle	Sollicitations à L'ELU		Sections d'armatures			
N	Ma (KN.m) max	Mt (KN.m) max	As1 cm^2	As2 cm^2	As1 choisi	As2 choisi
1	7.81	10.81	1.8	1.4	2.36	1.57
					3HA12	**2HA10**

Vérification des contraintes a l'état limite de service – CBA art A.4.5.3

poutr	Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissible		Vérification
section	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	σs $(MPa$	σs (MPa)	$\sigma's$ (MPa)	σb $(MP\ a\ )$	σs $(MPa\ )$	$\sigma's$ (MPa)	σb $(MPa\ )$	σs (MPa)	vérifei
Poutrell 1	7.89	5.7	7.89	3.8	/	6.4	/	/	15	/	

*** Vérification des contraintes de cisaillement – CBA art A.5.1.2.1.1**

Combinaison : 1.35 G + 1.5 Q

III.2.2 .6 vérifications de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15.18 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.702\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} \quad ; 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.702\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$ ..... (C V).

• **Espacement S_t :**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9\,d\\40\ cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

• **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71\ ;\ 10\ ;\ 12\}\ (\text{mm}).$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre

n_t : nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t\ n_t$ =0.56 cm²

• **Vérifications nécessaires : CBA- art A.5.1.2.2.**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \textbf{0.0031 >0.00023} \quad \textbf{(C.V)}$$

Avec : K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.2.9 vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}045 > \frac{7.89}{15 * 11.28} = 0.046 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C.NV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{2{,}36}{12.18} = 0{,}0109 > \frac{3{,}6}{400} = 0.00\ 9 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C .N. V)}$$

Valeur limite de flèche**poutrelle**				**Sollicitations à L'ELS**	**Armatures principles**	**Fleche**		**Vérification**
N	L(m)	b(cm)	h(cm)	Mt	As1	[f]t	[f]adm	Oui/non
1	4.375	8	20	7.89	2.36	3.7	8.8	oui

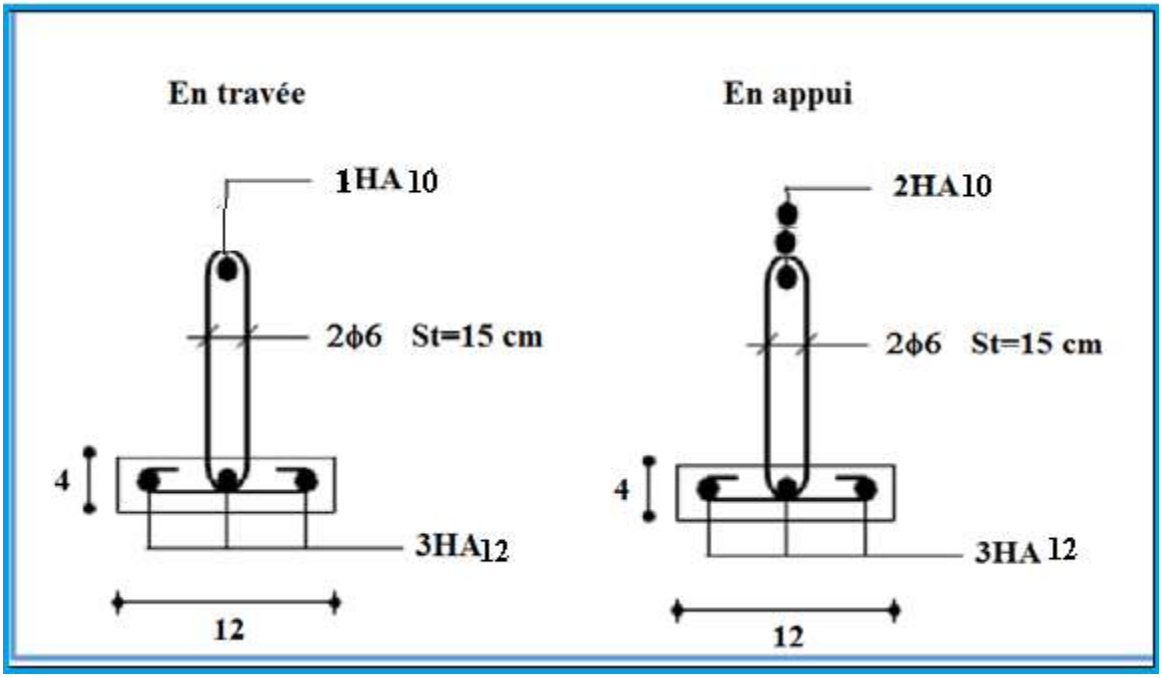


Figure III.32: disposition constructive des armatures de Poutrelle

III.5.Plancher à dalles pleines :

III.5. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

On distingue dans notre structure plusieurs types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 4 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.1.Méthode de calcul [6]

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau III.23 : Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_U (KN/m^2)	Q_{SER} (KN/m^2)
Etage courant Parking	8.20	2.5	14.82	10.70

III.5.1.1. Calcul des sollicitations :

Donc la dalle travaille suivant deux directions. Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

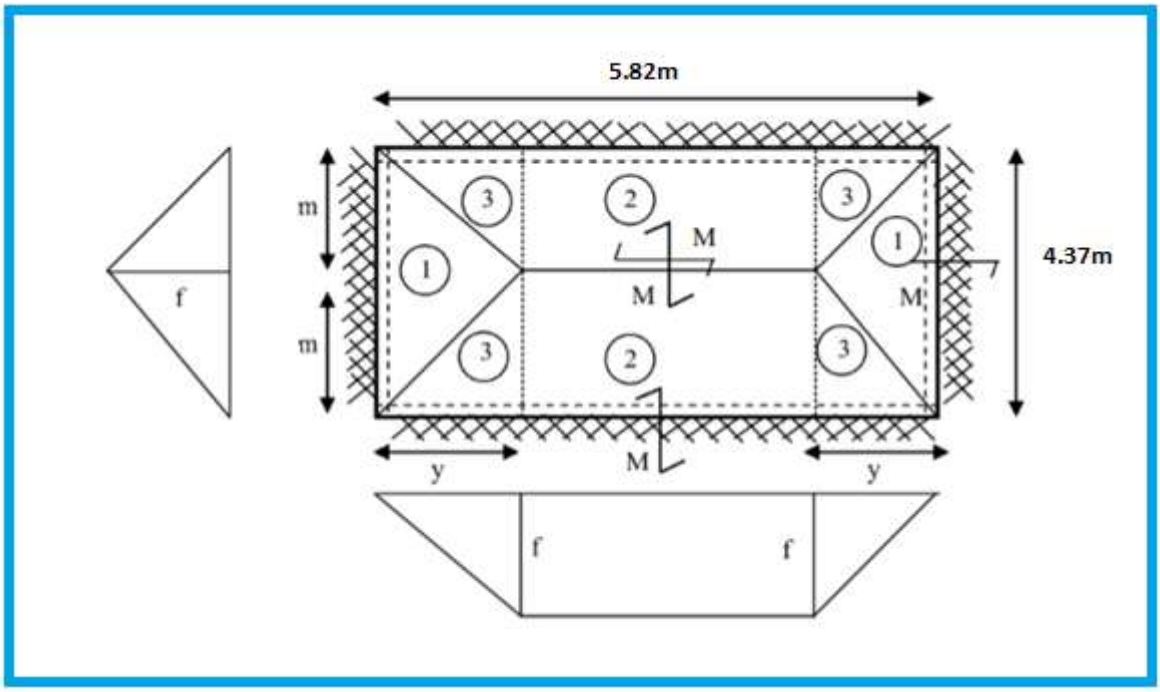


Fig.III.32.Efforts dans la dalle rectangulaire.

III.5.2. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	*Acal (cm²/ml)* $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	*Achoisir (cm²)*
En travée	*4.9*	*0.019*	*0.990*	*1.88*	***4HA10=3.14***
Eux appuis	*2.45*	*0.013*	*0.993*	*0.94*	***4HA10=3.14***

- ***Vérification de la section :***

$\emptyset \leq \frac{h}{10} \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{250}{10} = 25$ ***Condition vérifiée.***

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

$$St = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \leq Min\left[3h = 45 ; 33cm\right] = 33cm$$ ***Condition vérifiée***

II.3.5:Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.25 : Vérification des contraintes

	M (KN.m)	Achoisir (cm^2)	Y (cm)	$I(cm^4)$	$\sigma b(MPA)$	$\overline{\sigma b}(MPA)$	Achoisir (cm^2)
			$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	$\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	$\frac{Mser}{I}.y$	$0.6.fc28$	
En travée	*3.52*	*3.14*	*3.58*	*8559*	*0.47*	*15*	***vérifiée***
E appuis	*2.2*	*3.14*	*3.58*		*0.23*	*15*	***vérifiée***

III.3.6:Vérification de l'effort tranchant

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 :

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

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{17.5 \times 4.40 \times 4.70}{2 \times 4.70 + 4.40} = 26.22 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{17.5 \times 4.40 \times 4.70}{3 \times 4.70} = 25.66\text{KN}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{26.22 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.215\text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.176\text{MPA}$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{25.66 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.17\text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.176\text{MPA}.$$

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

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.7:Condition de la flèche :

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

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5.82} = 0.136 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ***N'est pas vérifiée***

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.4} = 0.136 > \frac{1}{20} \times \frac{2.30}{17.06} = 0.003$ ***vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times14.5} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005$ ***vérifiée***

Tableau.III.26 : Vérification de la flèche

/	*Les formules*	*Résultat*
ρ	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{3.93}{100.14.5} = 0.00271$
λ_i	$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$	$\frac{0.05.2.1}{(2+3).0.00271} = 7.74$
μ	$1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})}$	$1 - \frac{1.75.2.1}{(4.0.00271.83.01 + 2.1)} = 0.22$
$f_{t28}(MpA)$	$0.6 + 0.06 f_{c28}$	*06+0.06.25 = 2.1*
$\sigma_s(MpA)$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d - y)$	$15\frac{5.66.10^6}{9822.0810^4}(145 - 48.96) = 83.01$
$y_1(cm)$	$\frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$	$\frac{\frac{100.17^2}{2} + 15.3.39.14.5}{100.17 + 15.3.39} = 4.89$
$I_0(cm^4)$	$\frac{b}{3}\left(y1^3 + (h - y1)^3\right) + 15.A(y1 - d)^2$	*44842.4*
f_i *(mm)*	$\frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}}$	$\frac{(5.66.10^6).(4.4.10^3)^2}{10.32164.2.20075.2\,10^4} = 1.69$
$I_{fi}(cm^4)$	$\frac{1.1\,I_0}{1 + \lambda_i.\mu}$	$\frac{1.1.(44842.4)}{1 + 7.74.0.22} = 20075.2$
$\bar{f}$*(mm)*	$\frac{l}{500}$	$\frac{4400}{500} = 8.8$
Observation	$f_i < \bar{f}$	*Condition vérifiée*

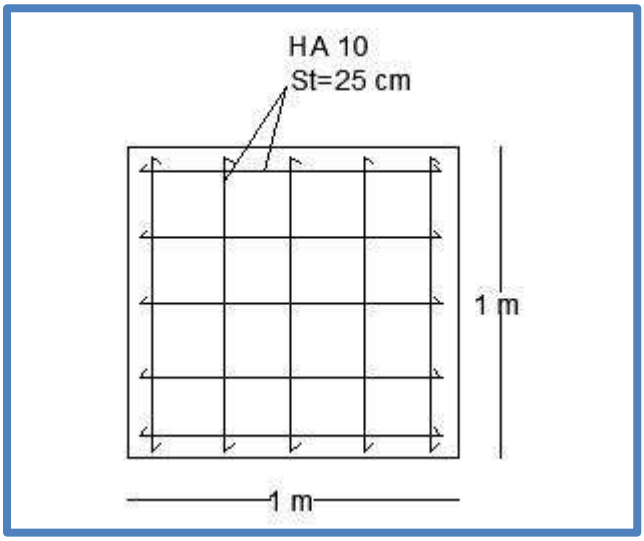


Fig.III.33: Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.pour un 1ml
s

Etude climatique :

IV.1.Etude thermique [Art.3.1.3.3] [2] :

IV.1.1.Introduction :

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

IV.1.2. La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2] :

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan LX = 35.35m et LY = 44.25m, un calcul à la température a été conduit sur la base **Δt = 11.3°C.**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000V19.1** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorables sont : **1,35 G + 1,5 Q + 1.5 T (ELU)**.

Sens X : $N_X = \theta . S . E . \Delta t$

tableau IV.1 : Etude thermique suivant x

E (Mpa)	Sp (m²)	Δt (°C)	θ	N x=1147.77 kN
37619.47	0.27	50	$1x10^{-5}$	

Sens Y : $N_Y = \theta . S . E . \Delta t$

Tableau IV.2 : Etude thermique suivant Y

E (Mpa)	Sp (m²)	Δt (°C)	θ	N x=463.47 kN
37619.47	0.12	50	$1x10^{-5}$	

Avec ;

Δt : variation de la température.

Θ: gradient thermique.

S : surface de la poutre.

E : module de YOUNG.

N:effort thermique.

VI.1.Introduction :

Une fondation est par définition, 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.

Notre structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.5 bar** pour une profondeur d'ancrage de **2.00 m** par rapport à un niveau du sous-sol mais cette projet 2 sous.sol donc encrage des semelles **H= 80cm.**

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = 2.5 bars.

VI.2.Choix du Type de fondation :

Les fondations choisies pour notre structure sont:

- ✓ Semelle isolées sous poteaux rectangulaires.
- ✓ Semelle filantes sous voile.
- ✓ Semelle filantes sous voile périphérique.

VI.2.a. Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

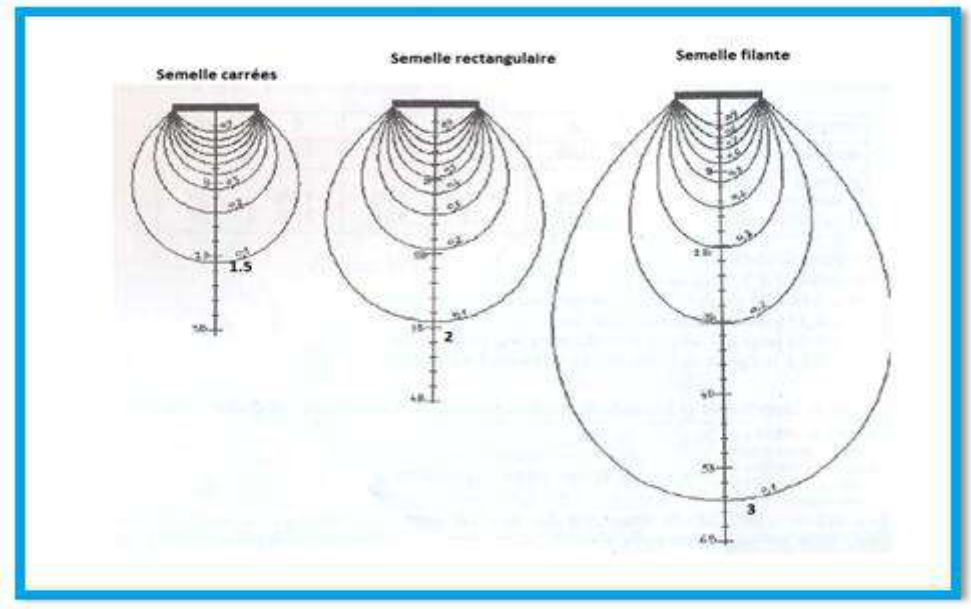


Figure. VI.1 : Bulbes de pression dans différents types de semelles.

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que semelles

très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

VI.2.b. Dimensionnement :

$$\frac{\sum N_I}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_I}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$\sum N_I$: La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : la longueur totale de la semelle filante.

B : la largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma_{sol}}$: la contrainte du sol.

Tableau .VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes.

Semelle	$\sum N_I$ (KN)	L (m)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	B (m)
SF1	402.73	2.6	2.5	1.7
SF2	746.07	6.5		3
SFY	689.54	8.75		2.8

Remarque :

Les semelles SF1 on a choisis la même largeur B=1.7m.

Les semelles SF2 on choisi B=3m.

Les semelles SFY B= 2.8m.

Pour :

-Facilité de la mise en œuvre.

-Garder le même coffrage pour toutes les semelles.

VI.2.c. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.1 A99V2003]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Vérification de la stabilité au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}\right).$$

Tableau .VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	$\frac{B}{4}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{4}$
SF1	402.73	13.04	0.0323	0.425	Vérifie
SF2	2501.91	60.91	0.0243	0.25	

VI.3. Semelles sous deux poteaux et voile :

Semelles filante intermédiaires entre deux semelles isolées sous poteaux rectangulaires **:**

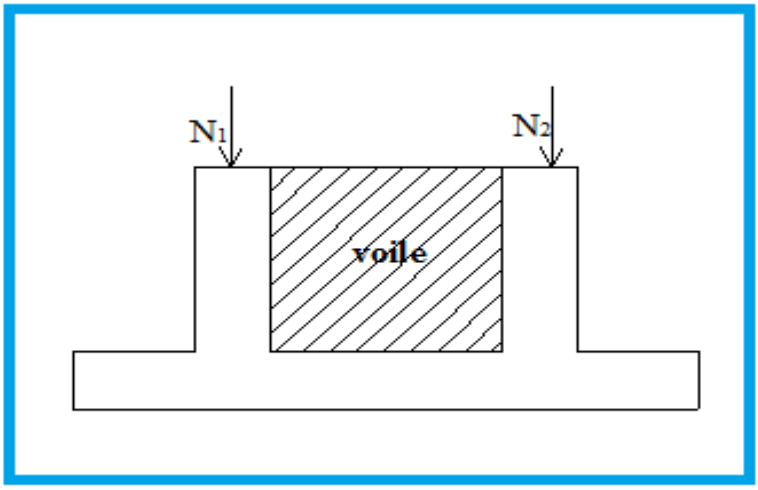


Fig.VI.2: Schéma équivalent de la semelle

VI.3.1. semelles isolées sous poteaux rectangulaires :(rapproché semelle filante)

VI.3.1.a. Dimensionnement :

N=1886.55(KN.m). M = (43.83 KN.m).

e_0b= 0.0186

$\sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$

Les résultats des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.3 : Dimensionnement de semelles isolées sous poteaux rectangulaires.

Cas	N(KN)	B(m)	A(m)	L(m)	1.5A/2	1.5A'/2	L>1.5A'/2+1.5A/2
ELS	1868.55	2.2	3.7	3.70	2.77	2.77	cv

VI.3.1.b. Ferraillage :

$e_0 = 18.6 < \frac{B}{6} = 366.6$ (Répartition trapézoïdale).

$$e_0 = 18.6 < \frac{B}{18} = 122.2$$

Donc le calcul de ferraillage se fait par la méthode des moments.

$\beta = 0.951$

$$\sigma_{2b} = \frac{2 * P_u}{3\left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right)A} \ , \sigma_{3b} = \frac{\left(B + 0.35\ b - 3\ e_{0b}\right)}{3\left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right)}\sigma_{2b}$$

$$M_{1b} = A\left(\frac{B}{2} - 0.35\ b\right)^2 * \frac{(\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b})}{6} \quad , \quad A_b = \frac{M_{1b}}{\beta * d_b * \overline{\overline{\sigma_s}}}$$

Tableau .VI.4 : Armatures principales des semelles isolées

	A (cm^2)	**A choisit (cm^2)**	**Esp (cm)**
Suivant B	32.99	22HA14= 33.87	10
Suivant A	53.27	37HA14=56.96	10

Conclusion : D'après les résultats obtenue, on remarque qu'il n'ya pas un chevauchement des semelles.

VI.3.1.c. Vérification de la capacité portante :

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N_{tot}}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol} \leq$

Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{AP} + P_{Pmax}$

$\boldsymbol{\sigma_m}$= 0.20≤$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$=0.25 (C.V).

VI.3.2. semelles filante sous voile:

VI.3.2.a. Dimensionnement :

Tableau. VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes SF1 sous voiles à l'ELS.

	N_{ELS}/ml (kN)	**B(m)**	**b (m)**	**L(m)**	**d (cm)**	**h (cm)**
SF1	402.73	1.7	0.4	2.6	32.5	40

VI.3.2.b. Ferraillage :

Dans ce cas le moment est négligeable le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 400MPa à l'ELA : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

Tableau .VI.6 : Armatures principales des semelles filantes

	Na (kN/ml)	**d (m)**	**Ab (cm^2)**	**A choisit (cm^2)**	**Esp (cm)**
SF1	411.763	0.352	5.79	7HA12=7.92	15

$$A_{rép}=\frac{A_b(cm^2)}{4}\times B(m)$$

Tableau .VI.7 : Armatures de répartition des semelles filantes

	A répartition (cm^2)	**A choisit (cm^2)**	**Esp (cm)**
SF1	3.66	8HA8=4.02	15

VI.4. Semelle filantes sous bout de voiles :

VI.4.1.Dimensionnement :

Tableau .VI.8 : Dimensionnement des semelles filantes SF2 sous bout de voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	**B(m)**	**b (m)**	**L(m)**	**d (cm)**	**h (cm)**
SF2	746.07	3	0.40	6.5	65	70

VI.4.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait par la méthode des bielles

Tableau .VI.9 : Armatures principales des semelles filantes Sf2

	Na (kN/ml)	d (m)	Ab (cm^2)	A choisit (cm^2)	Esp (cm)
SF2	411.763	0.65	10.71	7HA14=10.71	15

Tableau .VI.10 : Armatures de répartition des semelles filantes Sf2

	A répartition (cm^2)	A choisit (cm^2)	Esp (cm)	Deport (m)
SF2	2.67	7HA8=3.52	15	5

VI.5.1.Semelle sous voile périphérique :

On a une semelle continue sous murs, sous l'effet d'une force uniquement, le calcul se fait pour une bande de 1 m (méthode des bielles).

VI.5.1.Dimensionnement :

Tableau .VI.11: Dimension des semelles filantes sous voiles

semelle	L(m)	N (KN/ml)	B(m)	A(m)	d (cm)	h (cm)
SF(Y)	8.75	689.54	2.8	2.2	40	45

VI.5.2.Ferraillage :

Tableau.VI.12 : Armatures principales des semelles filantes

	A répartition (cm^2)	A choisit (cm^2)	Esp (cm)	Deport (m)
SY(X)	7.87	7HA12=7.92	15	1.25

Tableau .VI.13: Armatures de répartition des semelles filantes

	$A_{répartition}$ (cm^2)	$A_{choisit}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF(Y)	4.35	7HA8=5.5	15

VI.6.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

Tableau .VI.14 : Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{remblais}$(KN)	P_{AP}(KN	P_{AV}(KN)	σ(Mpa)	σ_{sol}(Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF1	2.6	402.73	296.5	95.04	4.5	37.5	1.92	0.25	Vérifiée
SF2	6.5	746.02	195.0	129.6	/	40.3	0.57		Vérifiée
SFX	8.75	689.54	224.0	161.28	/	50	0.5		Vérifiée

VI.7. Calcul des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

VI.7.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.7.2. Pré dimensionnement [2] :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm^2.

On adopte: (b x h) = (**40** x **40**) **cm^2**.

VI.7.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \quad kN \ .$$

Dans notre cas : **α = 12 (**zone III**;** SiteS2).

VI. 7.4. Ferraillage :

VI. 7.4. 1. Armature longitudinale :

a. E.L.U :

Tableau .VI.15 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	Nu (KN)	F(KN)	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)	Amin CBA (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Vérification
40*40	4446.18	370.51	10.64	8HA14=12.3	8.4	9.6	C.V

b. Section minimale donnée par le RPA 99 :

$A_r \geq 0.6\ \%\ B$

Alors : $A_r \geq 0.6\ \% \times (40x40) \Rightarrow A_r = 9.6\ cm^2$

c. Condition de non fragilité [1] :

$$B \geq \frac{A\ f_{t28}}{f_e} \qquad \text{Alors :} \qquad A \geq \frac{(40 \times 40) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 8.4\ cm^2$$

$B \leq A * f_e / f_{t28}$

$B \leq 48.44cm$ (cv).

On adopte : **A =8 HA 14 = 12.32 cm^2**

d. Vérification à E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta\ f_{ti}}\right] = 202MPa$ Donc ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (condition vérifier).

Tableau .V.16: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm2)	N ser (KN)	F(KN)	A adopté (cm2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
40*40	3240.31	135.810	12.32	219.20	202	CV

VI. 7.4. 2. Armature transversale :

a. Section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \quad mm$$

$\Rightarrow \varphi_t$ 8 mm ; Alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

b. Espacement [1]

$S_t \approx$a=40cm (1 cadre$\Rightarrow \varphi_t$ 8 mm)

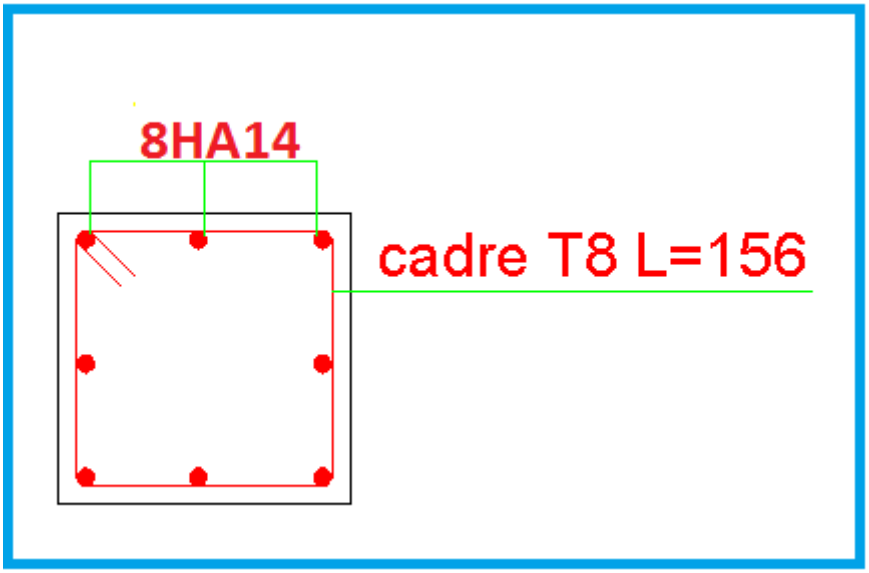


Figure VI.3. Ferraillage des longrines

VI.8. Voile périphérique :

Dans notre cas le voile périphérique est travaillé comme un mur de soutènement qu'il soumit à un effort de terre (poussée de terre), pour cela, le calcul de ferraillage se fait par méthode de ligne de rupture.

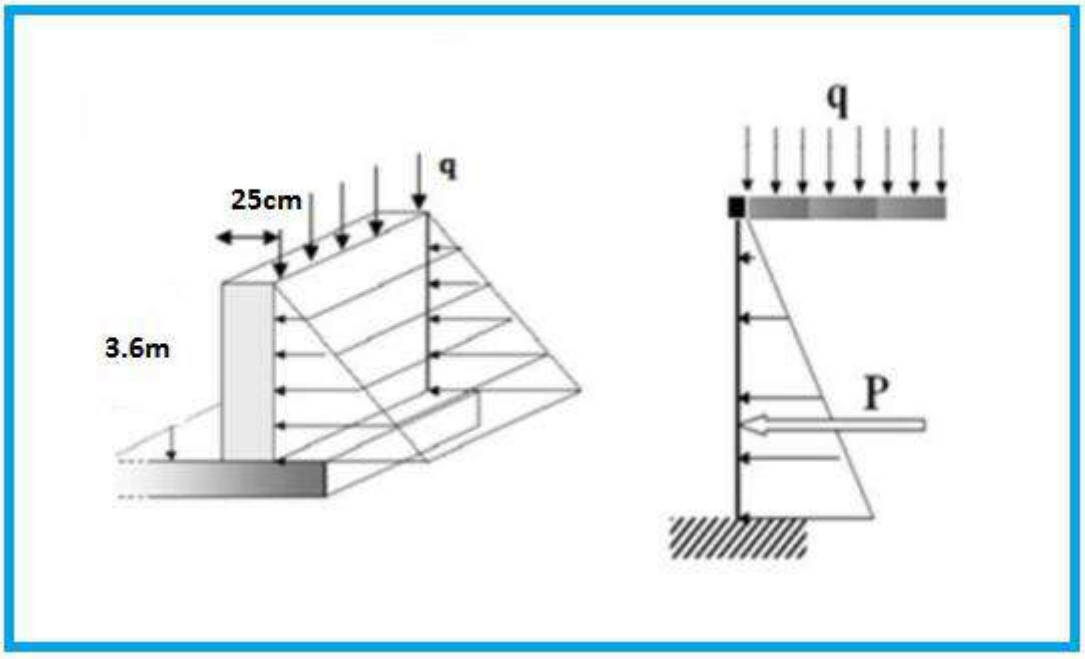


Figure VII.4: Schéma du chargement qui vient au voile périphérique

VI.6.1. Calcul des moments : (méthode des lignes de rupture) :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{8.75}{3.60} = 0.41$ la dalle travail suivant les deux directions.

VI.8.2. Méthode de calcul:

La poussé horizontale due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Φ: angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

$\Phi = 22°$

$\gamma = 18.5 kN/m^3$.

H = 3.6 m.

$$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{22}{2}\right) = 0.455$$

Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.455 \times 18.5 \times (8.75)^2 \Rightarrow P = 89.5\,kN/m$

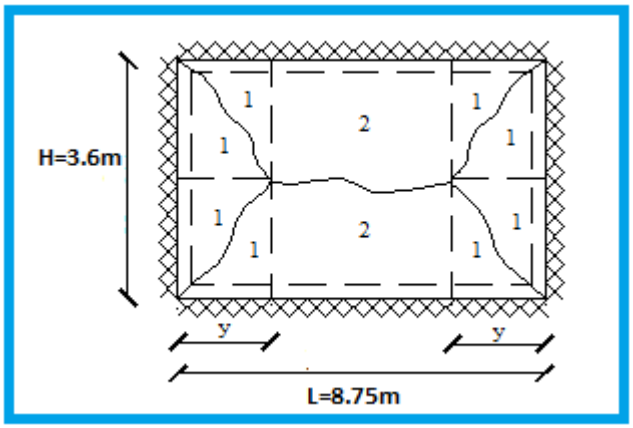


Figure VII.5: Dimension de la dalle

❖ **Travail externe :**

$$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$$

Avec :

- $T^1_{ext} = T^3_{ext}$
- $T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$$T^1_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$\begin{cases} T^1_{ext} = 1/6.q.f.y.l_x = 0.6q.f.y \\ T^2_{ext} = 2T^{2'}_{ext} + T^{2''}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right) \end{cases}$$

$$\boxed{T_{ext} = q.f(7.88 - 1.2y)}$$

❖ **Travail interne :**

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$$

Avec :

- $T^1_{int} = T^3_{int}$

- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$
- $T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y$ $\theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$
- $T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$
- $T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0,5\ M\ .L_y.\theta_x$ $\theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$
- $T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$
- $T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$
- $T_{int} = M.\left(\frac{10.8}{y} + 14.58\right) f$

❖ **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = M\frac{\left(\frac{10.8}{y} + 14.58\right)}{7.88 - 1.2y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow$ en trouve $y = 0.74m$

On remplace " y " on trouve : M=0.08q

$$\begin{cases} M_t = 89.5KN \\ M_a = 44.75 \end{cases}$$

VI-6-3-Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tel que: $\mu = \frac{M}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

a. Condition de non fragilité [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de l'espacement:

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min [3.h ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

.

Méthode ligne de rupture :

VI.6.2. Calcule de ferraillage :

a. A l'ELU :

Tableau .V.17: Calcule de ferraillage A l'ELU

		Moment	U	B	A calcul (cm²)	A choisie (cm²)	St (cm)
Suivant x	travée	153.09	0.092	0.970	20.01	10HA16=20.11	10
	appuis	102.06	0.092	0.985	102.06	10HA14=15.39	10
Suivant y	travée	43.38	0.250	0.964	43.38	18HA8=9.05	15
	appuis	25.06	0.034	0.983	3.40	18HA8=9.05	15

a. Armatures de répartition: $A_t \geq \frac{A}{4}$

En travée: $A_t = 6.92$ cm². **Aux appuis:** $A_t = 3.53$ cm².

On choisit : **A_t = 4 T 8 = 2.01 cm².**

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.8.3.Vérification de l'effort tranchant :

Tableau VI.18.Vérification de l'effort tranchant

	Suivant x	Suivant y
V	255.93	245.12
τ_u	1.13	1.11
$\overline{\tau u}$	1.167	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Vérifie	Vérifie

VI.8.4.Vérification à l'état limite de service :

Tableau VI.19 : Vérification à l'état limite de service

		M ser (kN.m)	**Y (mm)**	**I (mm4)**	**K**	σ_b	σ_s	**Vérification**
Sens X	**travée**	113.4	1.71	17.54×106	0.49	13.4	201.6	Vérifie
	appuis	75.60	1.63	14.61×106	0.26	9.7	201.6	Vérifie
Sens-Y	**travée**	32.13	1.71	17.54×106	0.49	5	179.1	Vérifie
	appuis	18.9	1.63	14.61×106	0.26	1.7	17.9	Vérifie

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV. Introduction :

Le but principal de ce chapitre est de présenter des méthodes d'analyse des contraintes et des déviations développées dans n'importe quel type de structure lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique arbitraire.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000version19.

IV.1. Disposition des voiles :

Après plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle, on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPA99 V2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représenté sur la figure suivante :

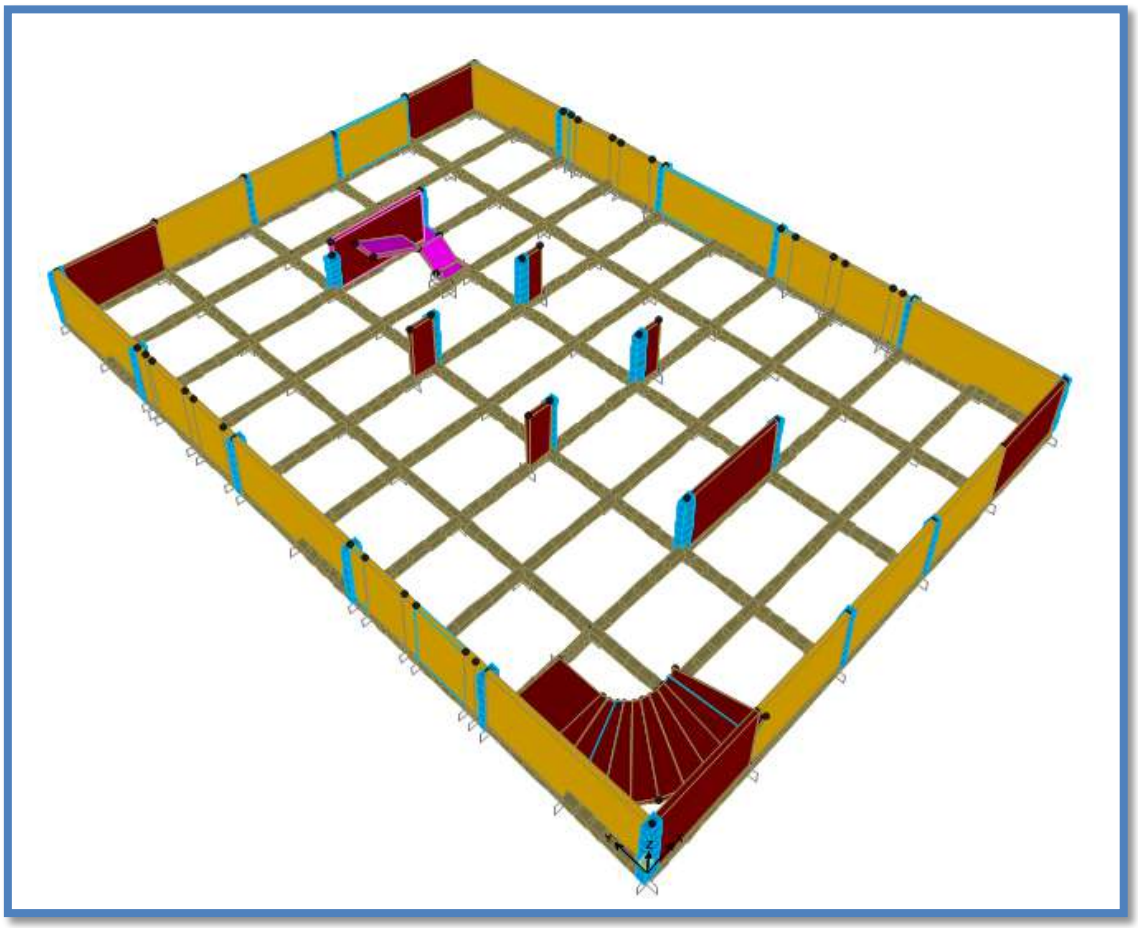


Figure .IV.1 : Disposition des voile dans le sous-sol

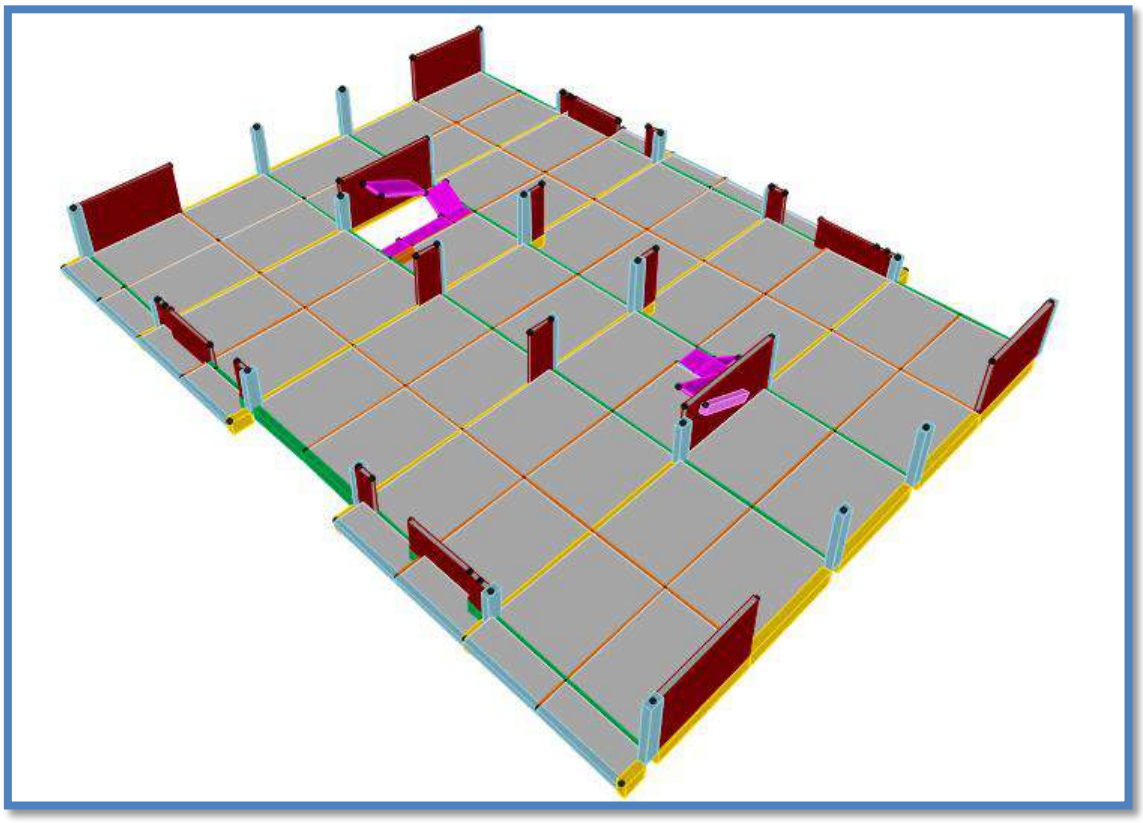


Figure .IV.2 : Disposition des voile dans les étages

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques à déterminer sont :

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

IV.2.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$X_G=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i}$ et $Y_G=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- ✓ Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

✓ Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$X_T=\frac{\sum I_{yi}\times X_i}{\sum I_{yi}}$ et $Y_T=\frac{\sum I_{xi}\times Y_i}{\sum I_{xi}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.1 : Calcul du centre de masse et de torsion.

Niveau	Inertie et centre de		Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	XT(m)	YT (m)	Masse.g	XG (m)	YG (m)
28.8	15.502	22.268	1921 2.976	16.320	22.498
25.2	15.593	19.583	17715.983	15.672	21.570
21.6	15.405	21.386	14832.822	15.619	21.750
18	15.388	21.848	14816.348	15.619	21.750
14.4	15.387	22.057	14801.638	15.618	21.750
10.8	15.390	22.175	14785.163	15.618	21.750
7.2	15.394	22.248	14782.429	15.616	21.750
3.6	15.399	22.295	14216.221	15.606	21.750

❖ On remarque une certaine excentricité entre les deux centres (accidentelle).

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique :

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

$E_x=|X_T-X_G|$ et $E_y=|Y_T-Y_G|$

Tableau .IV.2: Calcul de l'excentricité théorique.

Excentricité			
Niveau (m)	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
3.6	0.818	0.230	Vérifiée
7.2	0.079	1.987	Vérifiée
10.8	0.214	0.364	Vérifiée
14.4	0.231	0.098	Vérifiée
18	0.231	0.307	Vérifiée
21.6	0.228	0.425	Vérifiée
25.2	0.222	0.498	Vérifiée
28.8	0.207	0.545	Vérifiée

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

L'excentricité accidentelle égale à la plus grande des deux valeurs :

✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Ex= 0,05. Lx Avec : L_x = 35.35m.

Ey= 0,05. Ly Avec : Ly =44.25m.

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3: Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	LX (m)	LY (m)	EX (m)	EY (m)
28.8	35.35	44.25	1.767	2.212
25.2	35.35	44.25	1.767	2.212
21.6	35.35	44.25	1.767	2.212
18	35.35	44.25	1.767	2.212
14.4	35.35	44.25	1.767	2.212
10.8	35.35	44.25	1.767	2.212
7.2	35.35	44.25	1.767	2.212
3.6	35.35	44.25	1.767	2.212

❖ On constate que le système de contreventement a minimisé l'excentricité.

IV.2. 3.C. Excentricité admissible selon RPA version 2003►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité suivant x = 15 %.Lx = 5.30 m.

Excentricité suivant y = 15 %.Ly = 6.64 m.

V.2.3.D. Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► **[Art 4.3.7]** ◄◄

Tableau .IV.4: Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
28.8	0.818	1.767	2.585	0.230	2.212	2.442
25.2	0.079	1.767	2.846	1.987	2.212	4.199
21.6	0.214	1.767	1.981	0.364	2.212	2.576
18	0.231	1.767	1.998	0.098	2.212	2.31
14.4	0.231	1.767	1.998	0.307	2.212	2.519
10.8	0.228	1.767	1.995	0.425	2.212	2.637
7.2	0.222	1.767	1.989	0.498	2.212	2.71
3.6	0.207	1.767	1.974	0.545	2.212	2.757

❖ On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **[Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].**

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA99 version 2003 ►► **[Art 4.1.2.b]** ◄◄ [1], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode spectrale d'une manière automatique en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000version19'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

***Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄** [1]

A= (zone III ; groupe 2)=0,25

*** facteur de correction d'amortissement η: selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

*** Justification du coefficient de comportement R selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄ [1]:**

Suivant X :

Tableau. IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

	Sollicitations dues aux charges Verticales			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
28.8	11735.564	3429.044	8306.520	4568.064	0.000	4568.064
25.2	24445.426	8648.056	15797.370	7689.502	0.000	7689.502
21.6	37270.901	13723.920	23546.981	10113.810	0.000	10113.810
18	50155.103	18952.567	31202.536	12126.960	0.000	12126.960
14.4	63335.684	24973.723	38361.961	13733.393	0.000	13733.393
10.8	78699.599	32670.972	46028.627	15041.428	0.000	15041.428
7.2	77670.063	25916.226	51753.837	16243.294	0.000	16243.294
3.6	89482.517	30096.694	59385.823	14492.250	0.000	14492.250

Tableau V.6 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids N (%)	Nz /Poteau (%)	Nz /Voile (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voile (%)
28.8	100	29.219	70.781	100	0.000	100
25.2	100	35.377	64.623	100	0.000	100
21.6	100	36.822	63.178	100	0.000	100
18	100	37.788	62.212	100	0.000	100
14.4	100	39.431	60.569	100	0.000	100
10.8	100	41.514	58.486	100	0.000	100
7.2	100	33.367	66.633	100	0.000	100
3.6	100	33.634	66.366	100	0.000	100

Suivant Y :

Tableau. IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
28.8	6922.071	3429.044	3493.027	2765.371	0.000	2765.371
25.2	15714.033	8648.056	7065.977	5204.750	0.000	5204.750
21.6	24089.603	13723.920	10365.683	7256.786	0.000	7256.786
18	32457.625	18952.567	13505.058	8854.266	0.000	8854.266
14.4	41353.011	24973.723	16379.288	10450.672	0.000	10450.672
10.8	50015.388	32670.972	17344.416	11032.888	0.000	11032.888
7.2	70520.930	25916.226	44604.704	16646.798	0.000	16646.798
3.6	76544.947	30096.694	46448.253	16546.819	0.000	16546.819

Tableau .IV.9 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteau (%)	Nz /Voil (%)	Effort Tranchan Tx (%)	Tx /Poteau (%)	Tx /Voiles (%)
28.8	100	55.251	44.749	100	0.000	100
25.2	100	54.009	45.991	100	0.000	100
21.6	100	56.897	43.103	100	0.000	100
18	100	57.147	42.853	100	0.000	100
14.4	100	61.546	38.454	100	0.000	100
10.8	100	62.034	37.966	100	0.000	100
7.2	100	69.325	30.675	100	0.000	100
3.6	100	45.418	54.582	100	0.000	100

❖ D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement **R=3.5.**

Facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ [1]

$\left(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q\right)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.10 : Valeurs des pénalités P_q.

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère "q"	**observé**	**Valeur**	**observé**	**Valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0.05 = 1.05$

$Q_Y = 1 + 0.05 = 1.05$

*** périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ [1]**

T_1 =0.15s

Site S_2

T_2 =0.40s

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification des périodes.
4. Vérification de la force sismique V à la base.
5. Vérification de la stabilité au renversement.
6. Vérification de l'effet P-Δ.

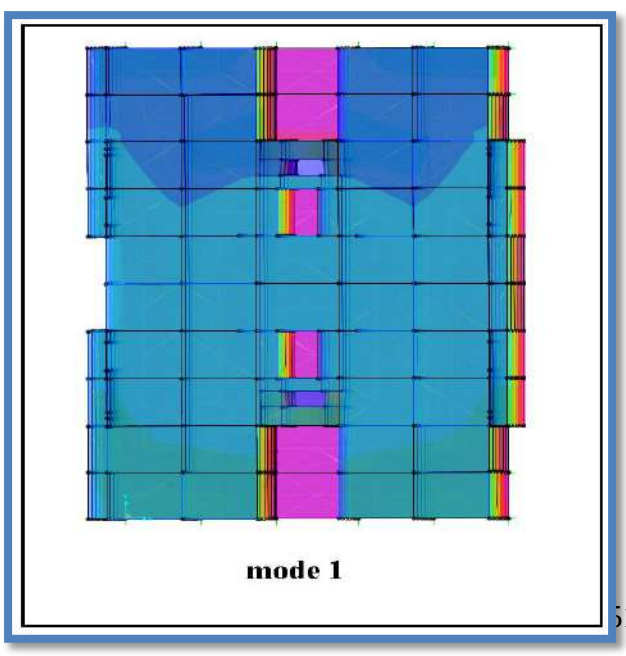
Résistance des éléments :

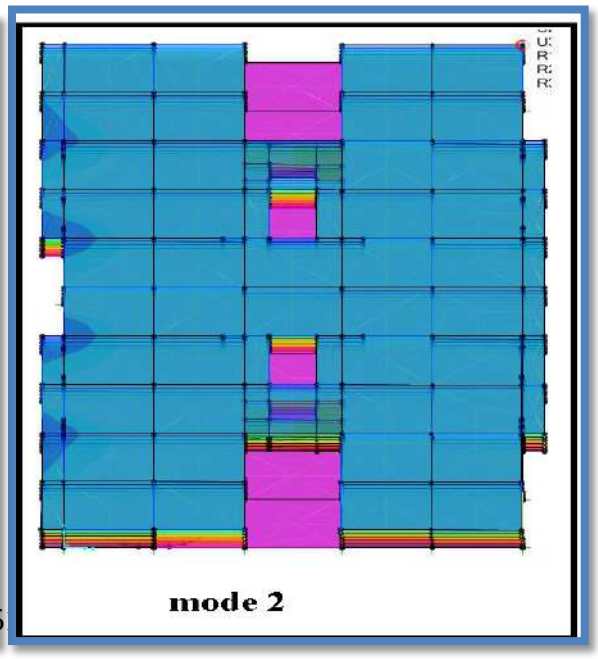
7. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
8. Vérifications des déplacements inter-étage.
9. Vérification du cisaillement des éléments.
10. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau .IV.11 : le comportement des trois premiers modes

Mode	Périodes (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	CAS
mode 1	0.99	63.01%	0.052%	0.00%	Translation suivant X
mode 2	0.93	0.05%	60.27%	0.01%	Translation suivant Y
mode 3	0.78	0.00%	0.00%	61.41%	Rotation autour de Z





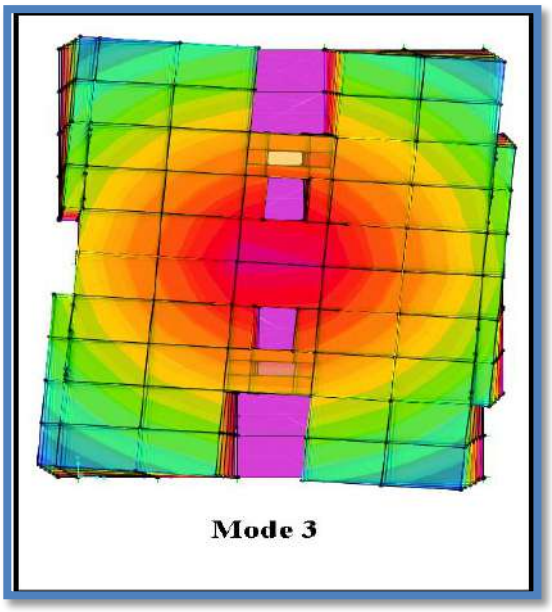


Figure.IV.3 :Comportement des trois premiers modes

- Le 1er mode donne une translation suivant l'axe X car ce le sens de faible rigidité.
- Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité.
- Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV.4.2.vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art *4.3.4.*

***a]* ◄◄ [1]**

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.

Tableau. IV.12: vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.51	57.76%	1.72%	2.91%	57.764	1.716	2.919
Mode 2	0.44	1.64%	62.09%	0.27%	59.406	63.801	3.197
Mode 3	0.42	3.42%	0.09%	58.04%	62.823	63.889	61.246
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Mode 423	0.04	0.005%	0.06%	0.05%	90.040%	92.74%	94.37%
Somme P	**42.92**						

-La participation massique atteint plus de 90% suivant X dans le 288ème mode.

-La participation massique atteint de plus de 90% suivant Y au 22ème mode.

-Le mode retenu = 319 mode.

-La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 424 : T=42.96s.

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité (Plus souple que l'autre sens).

IV. 4. 3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. **[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]**

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T_x= 0.320s

T_y=0.303s

Tableau .IV.13: vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.320	0.320	0.416	OUI
Y	0.303	0.320	0.393	OUI

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

Il faut vérifier que : $V_t/V \geq 0.8$

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

Tableau. IV.14: calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	∑W (KN)	VX(KN)	VY(KN)
0.25	2.20	2.20	3.5	1.05	1.05	132804.5	20869.27	21912.74

Tableau .IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Vt (KN)	V (KN)	0.8 V	Vt/V	vt≥0.8*v
X	17394.1	20869.27	16083.82	0.803	oui
Y	17601.62	21912.74	15880.304	0.803	oui

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Le moment de stabilité est égal à

MSx =∑ YG.Wi MSy = ∑ XG.Wi

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

IV4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [RPA Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07\,TV \leq 0,25\,V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:

- Tx=1.37 s → Ft = 0
- Ty=1.37 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

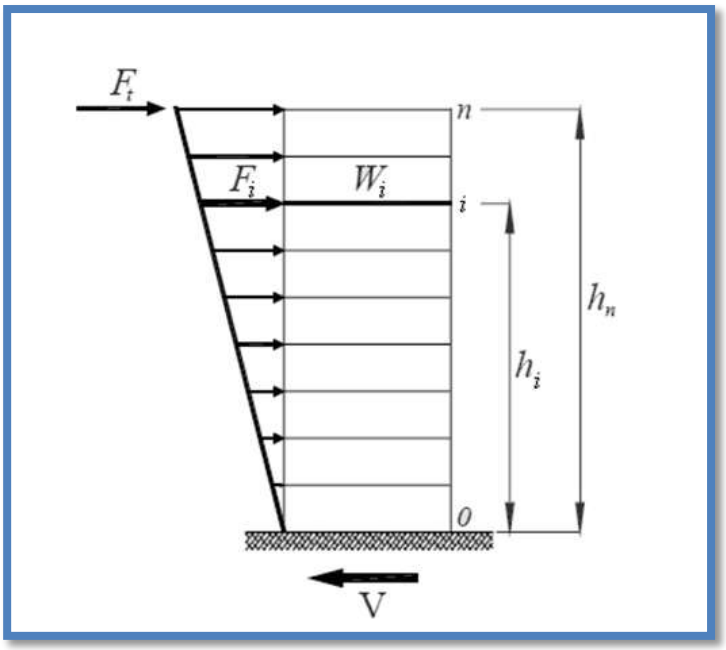


Figure .IV. 4 : Distribution des forces

Tableau. IV.16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X,Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy}(kN)
28.8	19212.976	69166.714	1001.025	975.717
25.2	17715.983	127555.078	910.783	887.756
21.6	14832.822	160194.478	780.815	761.074
18	14816.348	213355.411	651.405	643.935
14.4	14801.638	266429.484	521.641	508.453
10.8	14785.163	319359.521	391.666	381.746
7.2	14782.429	372517.211	311.865	303.980
3.6	14216.221	409427.165	169.109	164.833
		1938005.060		

Tableau. IV.17 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{RX} (KN.m)	M_{RY} (KN.m)
28.8	1001.025	975.717	28100.65	28829.52
25.2	910.783	887.756	22371.451	22951.732
21.6	780.815	761.074	16439.198	16865.604
18	651.405	643.935	11590.83	11725.29
14.4	521.641	508.453	7321.7232	7511.6304
10.8	391.666	381.746	4122.8568	4229.9928
7.2	311.865	303.98	2188.656	2245.428
3.6	169.109	164.833	593.3988	608.7924
		∑Mo	92728.764	94967.989

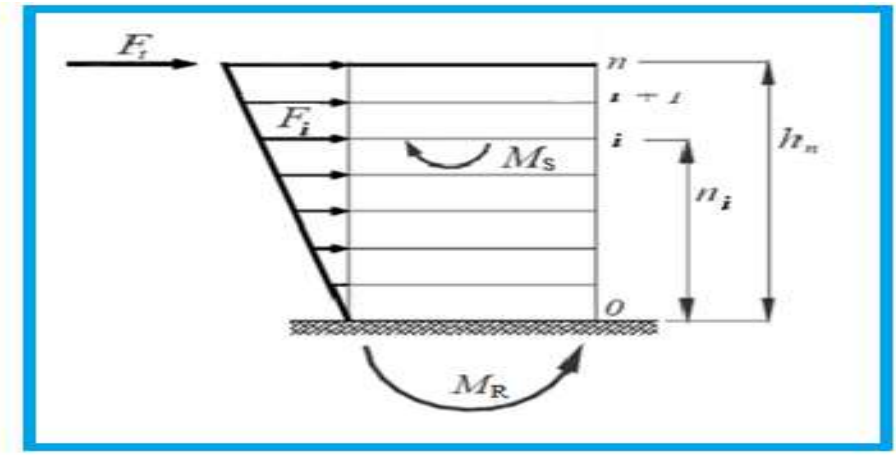


Fig. IV.5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Tableau. IV.18: Calcul de moment de stabilité

Niveau (m)	XG (m)	YG (m)	Wi (KN)	MSX (KN.m)	MSY (KN.m)
28.8	19212.976	16.320	22.498	432253.534	313555.768
25.2	17715.983	15.672	21.570	382133.753	277644.886
21.6	14832.822	15.619	21.750	322613.878	231673.847
18	14816.348	15.619	21.750	322255.569	231416.539
14.4	14801.638	15.618	21.750	321935.626	231171.982
10.8	14785.163	15.618	21.750	321577.295	230914.676
7.2	14782.429	15.616	21.750	321517.830	230842.411
3.6	14216.221	15.606	21.750	309202.806	67550.37
			∑Mt	2733490.2	1814770.479

Ensuite Il faut vérifier:$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau. IV.19: Vérification de la stabilité

MRX(KN.m)	MRY (kN.m)	M Sx (kN.m)	M Sy(k N.m)	MSX /MRX	MSY /MRY	MSX /MRX ≥1.5
2733490.29	1814770.479	92782.764	94967.989	29.46	19.10	Vérifiée

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

IV.4.6. Vérification des déplacements inter-étages :
Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_k = \delta_{ek}$ *R **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :
$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$**[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Tableau. IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
28.8	2.24	7.84	1.43	3.60	Vérifie
25.2	1.83	6.41	1.44	3.60	Vérifie
21.6	1.42	4.97	1.43	3.60	Vérifie
18	1.01	3.54	1.3	3.60	Vérifie
14.4	0.64	2.24	1.12	3.60	Vérifie
10.8	0.32	1.12	0.77	3.60	Vérifie
7.2	0.10	0.35	0.24	3.60	Vérifie
3.6	0.03	0.11	0.11	3.60	Vérifie

Tableau. IV.21 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
28.8	1.81	6.43	1.12	3.60	Vérifie
25.2	1.49	5.22	1.16	3.60	Vérifie
21.6	1.16	4.06	1.19	3.60	Vérifie
18	0.82	2.87	1.08	3.60	Vérifie
14.4	0.51	1.79	0.95	3.60	Vérifie
10.8	0.24	0.84	0.66	3.60	Vérifie
7.2	0.05	0.18	0.11	3.60	Vérifie
3.6	0.02	0.07	0.07	3.60	Vérifie

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles.

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

IV.4.7.a. les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau. IV.22: Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)	vérification
poutre principale 40*80	40	80	544.25	durable	1.756	3.33	Vérifie
poutre porteuse 40*60	40	60	324.30	Durable	1.410	4.35	Vérifie
Console 30*30	35	50	245.04	accidentelle	1.474	3.26	Vérifie
Longrine 40x40	40	40	245.04	durable	1.634	3.33	Vérifie
Chainage 30*30	30	30	46.884	durable	0.568	4.35	Vérifie
Poutres intermédiaires (30*55)	30	55	285.89	durable	1.815	3.33	Vérifie

Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les poutres.

IV.4.7.b. les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]

Le système de contreventement dans notre structure est constitué par des voiles porteurs reprenant plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprenant la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi R=3.5.

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Remarque :

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement **R=3.5**

a- Vérification de cisaillement des voile :

Tableau. IV.23 : Vérification de cisaillement des voile

Direction	Voile	B(cm)	L(cm)	$\lvert V_u \rvert$ (KN)	Combinaison	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	25	620	3334.45	G+Q+EDx	3.463	5	CV
	2	25	620	3359.78	G+Q-EDx	3.372	5	CV
	3	25	675	1743.21	G+Q+-EDx	1.607	5	CV
	4	25	150	500.68	G+Q+-EDx	2.077	5	CV
	5	25	150	501.70	G+Q+-EDx	2.081	5	CV
	6	25	150	514.71	G+Q-EDx	2.135	5	CV
	7	25	150	505.25	G+Q+EDx	2.096	5	CV
	8	25	675	1893.19	0.8G-EDx	1.754	5	CV
	9	25	620	2750.47	G+Q+EDx	0.32	5	CV
	10	25	620	3938.91	G+Q+EDX	3.953	5	CV
Suivant Y	11	25	515	3241.24	G+Q+EDy	3.916	5	CV
	12	25	360	1043.69	G+Q-EDy	1.804	5	CV
	13	25	360	1027.09	G+Q+Ey	1.775	5	CV
	14	25	515	3303.51	G+Q-EDy	3.991	5	CV
	15	25	515	3307.32	G+Q+EDy	3.396	5	CV
	16	25	360	993.90	G+Q-EDy	1.718	5	CV
	17	25	360	1003.42	G+Q+EDG+	1.907	5	CV
	18	25	515	3267.29	G+Q-EDy	3.948	5	CV

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Remarque :
L'effort normale réduit a la base n'existe pas car tous les poteaux sont relier au voiles

IV.4.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9] ◄◄ [1]

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

Tableau. IV.24: Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ix} (KN)	Δ_{kx}(cm)	hkx (cm)	θkx	θ≤ 0.10
28.8	14216.20	3374.72	1.43	360	0.0154	Vérifie
25.2	14782.43	3343.44	1.44	360	0.0177	Vérifie
21.6	14785.16	2866.33	1.43	360	0.0205	Vérifie
18	14801.64	2391.27	1.30	360	0.0224	Vérifie
14.4	14816.35	1914.12	0.12	360	0.0241	Vérifie
10.8	14832.82	1437.79	0.77	360	0.0221	Vérifie
7.2	17715.98	1144.84	0.24	360	0.0103	Vérifie
3.6	19212.98	620.79	0.11	360	0.0095	Vérifie

Tableau. IV.25: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	Vky (kN)	Δky (cm)	hk y(cm)	θy	θ≤ 0.10
28.8	14216.20	3718.56	1.12	360	0.0119	Vérifie
25.2	14782.43	3383.33	1.16	360	0.0141	Vérifie
21.6	14785.16	2900.53	1.19	360	0.0168	Vérifie
18	14801.64	2419.8	1.08	360	0.0184	Vérifie
14.4	14816.35	1937.77	0.95	360	0.0202	Vérifie
10.8	14832.82	1454.94	0.66	360	0.0187	Vérifie
7.2	17715.98	1158.50	0.11	360	0.0047	Vérifie
3.6	19212.98	628.20	0.07	360	0.0059	Vérifie

- On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les trois tableaux suivants :

IV.5.1.Pour les poutres :

Tableau. IV.26: **dimensions finales des poutres**

Elément	Section (cm)
Poutres principales	40*80
Poutres Porteuses	40*60
Console	30*30
Poutres intermédiaires	30*55

IV.5.2.Pour les poteaux :

Tableau. IV.27 : **dimensions finales des poteaux**

Etage	Section (cm)
5^{eme}-6^{eme}	40*60
4^{eme}-3^{eme}	40*65
2^{eme}-$1^{ère}$	40*70
sous-sol 1+sous-sol 2	40*75

IV.5.3.Pour les voiles :

Tableau. IV.28: dimensions finales des voiles

Elément	Section (cm)
Voile – voile périphérique	25

CHAPITRE V:
Ferraillage des éléments résistants

V .Ferraillage des éléments structuraux :

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
- E.L.U :1,35G +1,5Q
- E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles *RPA99 version 2003(Art 5.2)*
- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

❖ **Les sections:**
- Poutres principales : **(bxh)** = (40x80) cm^2
- Poutres porteuses : **(bxh)** = (40x60) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone 3

❖ A Travée et appui $\geq A_{min}$CBA et A_{min} RPA

❖ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par :

❖ $A_t = 0{,}003 . S_t . b$

- Zone courante : $S_t \leq h/2$ en
- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2.1)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :
$S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

Avec K=1, $\alpha=90^0$
Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \qquad [A.5.1.2.2\ CBA93]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right. \qquad [A.5.1.2.3\ CBA93]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres

Poutres	Niveau	position	Mu (KN.m)	comb	A' (cm)	A calcul (cm^2)	A adoptée (cm^2)
Poutre principale (80x40)	Etages courant	Travée	591.03	1.35G+1.5Q	44.09	0	17HA20=47.12
		Appui	1182.14	1.35G+1.5Q	0	52.67	17HA20=47.12
Poutre porteuses (60x40)	Etages courant	Travée	575.9	1.35G+1.5Q	30.84	0	17HA16=34.18
		Appui	383.66	1.35G+1.5Q	0	30.6	17HA16=34.18
Poutre Intermédiaire (50x35)	Etages courant	Travée	172.04	1.35G+1.5Q	23.98	0	12HA16=24.13
		Appui	451.88	1.35G+1.5Q	0	29.39	15HA16=30.16
Poutre Chinage (30x30)	Etages courant	Travée	37.02	1.35G+1.5Q	4.12	0	6HA12=6.97
		Appui	62.56	1.35G+1.5Q	0	7.83	8HA12=9.05

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :
Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule

*Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ **Avec :** $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f$_{c28}$ =15MPa

*Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et : $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau .V.2: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

Poutres	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	A adoptée (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	Obs
Poutre principale (45x3)	Etages courant	Travée	384.25	47.12	9.7	15	Vérifiée
		Appui	*865.71*	*47.12*	*10.02*	15	Vérifiée
Poutre porteuses (60x4)	Etages courant	Travée	391.05	34.18	9.2	15	Vérifiée
		Appui	352.95	34.18	8.6	15	Vérifiée
Poutre Intermédiaire (50x35)	Etages courant	Travée	302.46	24.13	*12.1*	15	Vérifiée
		Appui	323.91	30.16	*11.5*	15	Vérifiée
Poutre Chinage (30x30)	Etages courant	Travée	26.79	6.97	*5.7*	15	Vérifiée
		Appui	43.77	9.05	*9*	15	Vérifiée

V.2.5.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

- Il faut vérifie que :
- A tendue ≥ Amin CBA = 0.1% x bxh[cm^2]
- A Travée ≥ Amin RPA=0.5% x b x h[cm^2]

Tableau .V.3: vérification de ferraillage des poutres avec les règlements CBA et RPA :

Poutres	Niveau	position	A adoptée (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Amin RPA (cm2)	Obs.
Poutre principale (80x40)	Etages courant	Travée	47.12	3.2	16	Vérifiée
		Appui	*47.12*			
Poutre porteuses (60x40)	Etages courant	Travée	34.18	*2.4*	*12*	Vérifiée
		Appui	34.18			
Poutre intermédiaire (50x35)	Etages courant	Travée	24.13	*1.75*	*8.75*	Vérifiée
		Appui	30.16			
Poutre Chainage (30*3)	Etages courant	Travée	6.97	*0.9*	*4.5*	Vérifiée

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau .V.4 : ***Calcul de*** $\overline{\tau_u}$.

Fissuration	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$

Tableau .V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Poutres	Niveau	Vu (KN)	Comb	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Obs
Poutre principale (80x40)	Etages courant	*548.93*	1.35G+1.5Q	1.87	3.33	Vérifiée
Poutre porteuses (60x40)	Etages courant	*310.13*	1.35G+1.5Q	1.35	3.33	Vérifiée
Poutre Intermédiai (50x35)	Etages courant	*285.93*	1.35G+1.5Q	1.72	3.33	Vérifiée
Poutre Chainage (30*30)	Etages courant	*47.13*	1.35G+1.5Q	0.57	3.33	Vérifiée

V.2.7.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

✓ Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

Selon le CBA 93: $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{tj}.k\right)}{0.9\, f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d\,;\,40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.6 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	**τ_u (Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
PP (40x80)	1.87	40	1.6	9.60	20	1.2	10	15	3.02=6HA8
P port (40x60)	1.35	40	1.6	9.6	15	1.2	10	15	3.02=6HA8
P intr (35x50)	1.72	29.59	1.03	9.6	25	0.72	10	15	3.02=6HA8
P chai (30x30)	0.57	24.75	0.742	9.6	15	0.72	10	15	2.01=4HA8

V.2.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau .V.7 : Vérifications de la flèche.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0.654	0,062	C.V	0,654	0,080	C.V	0,0268	0,0105	C.N.V
P_{por}	0,10	0,062	C.V	010	0,08	C.V	0,0186	0,0105	C.N.V
P int	0.806	0,062	C.V	0,806	0,080	C.V	0,015	0,0105	C.N.V
P_{cha}	Pintr	0.068	C.V	0,062	0,068	C.V	0.015	0.0105	C.N.V

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

$F_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5$ et $F_{adm} = \frac{L}{500}$ $L < 5$ pour poutres de chainage.

Tableau .V.7 : Vérifications de la flèche

Section	Mt (KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	F admissible (mm)	Obs
PP (40×80)	*384.2*	620	53.41	/	5.3	6.7	vérifiée
P_{port} (40x60)	*422.72*	880	34.18	/	3.8	4.9	vérifiée
P_{intr} (35x50)	*302.46*	620	24.13	/	10.6	11	vérifiée
P_{chain} (30x30)	*37.02*	435	6.79	/	3.2	8.7	vérifiée

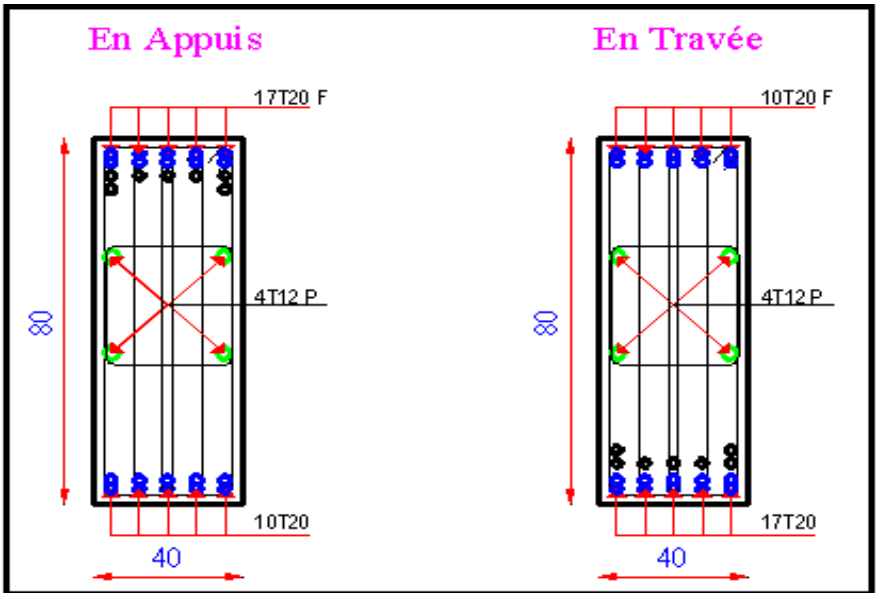


Fig. V.1: Ferraillage des poutres principales (Etage) / (Travée. Appui).

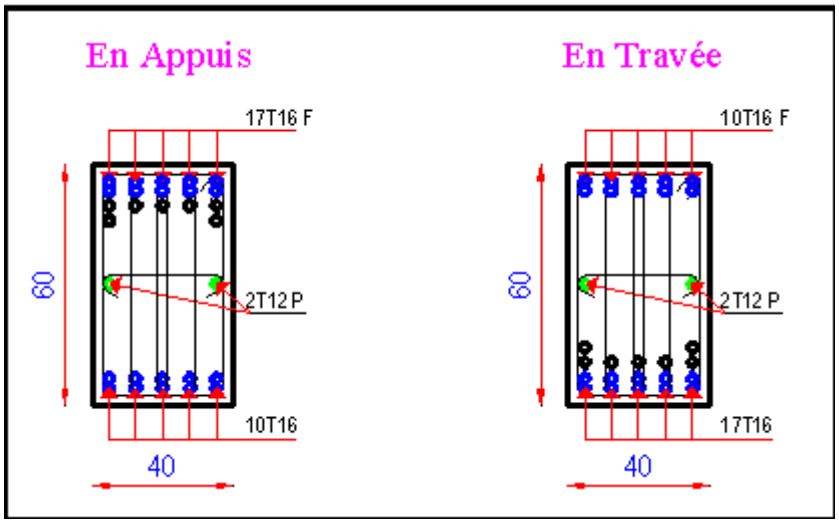


Fig. V. 2 : Ferraillage des poutres porteuse (Etage) / (Travée. Appui).

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.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

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

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.
La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III

La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.

pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.

- he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

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

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau. V. 8 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
					As_1	As_2			
s.sol (40x75)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1585.24	104.02	13.52	2.5	1.5	*8*	25.2	**10HA20 = 31.42**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	104.02	13.52	6.89	2.5	1.5			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	18.55	5.89	18.55	2.5	1.5			
	$M_{min} \rightarrow N_{corr}$	*1598.7*	*1.142*	*27.702*	2.5	1.5			
s.sol (40x75)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	*1507.0*	*8.011*	*7.032*	2.5	1.5	*8*	25.2	**10HA20 = 31.42**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	*654.68*	*12.604*	*23.463*	2.5	1.5			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	*1224.6*	*28.125*	*5.712*	2.5	1.5			
	$M_{min} \rightarrow N_{corr}$	*688.82*	*11.244*	*34.031*	2.5	1.5			
RDC (40x70)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1626.11	1626.11	1626.11	1.7	6.2	*7.2*	25.2	**10HA20 = 31.42**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	1626.11	53.47	126.13	2.3	1.3			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	*57.9*	*130.33*	*1633.74*	2.3	1.3			
	$M_{min} \rightarrow N_{corr}$	*139.07*	*29.74*	*1667.74*	2.3	1.3			
1_{er} (40x65)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	*1173.3*	*5407*	*46.5*	2.3	1.3	*7.2*	25.2	**10HA20 = 31.42**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	*55.84*	*94.99*	*94.99*	2.3	1.3			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	*94.54*	*55.84*	*1011.1*	2.3	1.3			
	$M_{min} \rightarrow N_{corr}$	*94.54*	*55.84*	*1011.1*	2.3	1.3			
$2_{éme}$ (4x65)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1078.33	5407	120.60	2.0	1.2	*6.4*	18.23	**4HA20 + 6HA16 = 24.63**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	1029.53	46.83	122.95	2.0	1.2			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	54.07	120.6	1078.33	2.0	1.2			
	$M_{min} \rightarrow N_{corr}$	122.95	46.83	1029.53	2.0	1.2			
$3_{éme}$ (40x65)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	785.51	55.06	124.73	2.0	1.2	*6.4*	14.40	**4HA20 + 6HA16 = 24.63**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	741.25	45.36	128.53	2.0	1.2			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	55.06	124.73	785.51	2.0	1.2			
$4_{éme}$ (40x60)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	498.68	42.5	114.17	2.0	1.2	*5.8*	14.40	**4HA20 + 6HA16 = 24.63**
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	460.96	32.8	112.12	1.8	1.1			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	42.50	114.74	498	1.8	1.1			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	116.63	34.13	489.55	1.8	1.1			
$5_{éme}$ (40x60)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	214.65	51.84	143.67	1.8	1.1	*5.8*	14.40	**4HA20 + 6HA16 = 24.63**
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	64.42	165.07	186.06	1.8	1.1			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	165.44	62.79	185.5	1.8	1.1			

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.\nu_1}{I_G^{'}} \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(\nu_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$
$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Tableau. V. 9 : Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max}_{ser} (kNm)	M^{cor}_{ser} X (kN)	$\underline{M^{cor}_{ser}}$ Y (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5	40*60	157.83	37.84	98.48	*66.8*	*201.63*	8.8	15	vérifie
4	40*60	366.16	30.96	83.78	*89.9*	*201.63*	7.6	15	vérifie
3	40*65	791.32	39.96	88.02	*35.2*	*201.63*	7.9	15	vérifie
2	40*65	791.32	39.45	88.08	*35.2*	*201.63*	7.9	15	vérifie
1	40*70	1011.10	55.84	94.94	*24.3*	*201.63*	8.1	15	vérifie
s.s1-s.s2-RDC	40*70	1235.32	22.84	82.15	*94.3*	*201.63*	7.2	15	vérifie

V.3.3.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 :

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

Tableau. V. 9 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol1+sous-sol2 +RDC+1ier	40x70	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
2éme + 3éme	40x65	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
4éme+5éme	40x60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

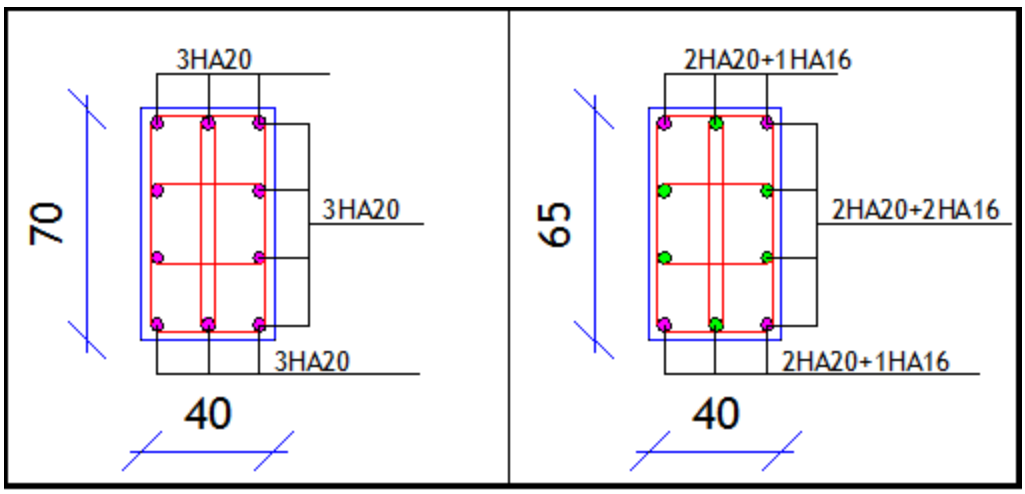


Fig. V. 3 : Ferraillage de Poteaux

V.4. Ferraillage des voiles:

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons 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.

V.4.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux.

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. avec effort tranchant.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra dispose:

Des aciers longitudinaux de flexion " Al".

Des aciers transversaux " At".

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4. Recommandations réglementaires:

***V*.4.3.Recommandations des règlements :**

- **V.4.3.1.Recommandation du [RPA99v2003] :**
  - ✓ **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :**

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.
Av =0.15%B dans la section globale du voile.
Av =0.10%B dans la section courante.
Avec :
b : section du voile.
a : épaisseur du voile.

❖ **Armatures horizontales:**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- ✓ **Calcule et vérification de l'espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$Sh \leq \min [1.5a;\ 30cm]$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

- **V.4.3.2.Recommandations du [CBA93] :**
  - ✓ **Armatures verticales :**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :
a = l'épaisseur du voile
b = la largeur de la zone tendue

- ✓ **Calcule et vérification de l'espacement :**

$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

- ✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau}= 0.2f_{c28}$

Avec :

τ_b: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

***Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)**

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

V.4.4.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1.Armatures verticales :

Tableau. V.10 : Calcul des armatures verticales bous des voiles pleins.

Niveau	voile	comb	cas	S(a*b)	N	M	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
SS-1er	V1	G+Q+Edx	1er	25.260	6173.25	16540.2	SPC	15.75	15.5	3.07
		G+Q+Edx	2eme		5059.07	15890.5	SPC	15.75		
	V4	G+Q+Edx	1er	25.150	3122.56	426.23	SPC	3.75	4.15	2.26
		G+Q+Edx	2eme		4120.58	261.8	SPC	3.75		
2ème -3ème étag	V1	G+Q+Edx	1er	25.260	3423.74	0833.48	SPC	16.41	15.5	3.07
		0.8Q+Edx	2eme		2682.27	0213.53	SPC	16.41		
	V4	0.8Q+Edx	1er	25.150	2028.07	227.77	SPC	3.75	4.15	2.26
		G+Q+Edx	2eme		2705.62	73.8	SPC	3.75		
4ème -5èmeétage	V1	G+Q+Edx	1er	25.620	1560.38	3819.11	SPC	15.5	15.5	3.07
		0.8Q+Edx	2eme		1198.4	3680.43	SPC	15.5		
	V2	0.8Q+Edx	1er	25.150	981.38	203.18	SPC	3.75	4.15	2.26
		G+Q+Edx	2eme		1314.6	72.18	SPC	3.75		

Tableau V.11: calcul des armatures verticales

	$A_{choisis}$ (cm^2)	S_t (cm)
Voiles 1	2(6HA14)=2(9.42)	10
Voiles 4	2(2HA12)=2(2.26)	10

V.4.4.2.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :
Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa
On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.12 : Vérification des armatures de bout de voile

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	vérification
Ss1-1er étage-	V1	620.25	3522.56	13232.09	18.74	3.6	15	vérifie
	V4	150.25	2980.2	256.2	4.52	13.5	15	vérifie
2ème - 3ème étag	V1	620.25	2739.35	541.33	18.47	2.1	15	vérifie
	V4	150.25	2261.75	150.2	4.52	13.4	15	vérifie
4ème - 5èmeétage	V1	620.25	1364.53	432.38	18.74	2.1	15	vérifie
	V4	150.25	1010.2	132.95	4.52	6.9	15	vérifie

Calcul des armatures horizontales de bout de voile.

Tableau. V.13 : Calcul des armatures horizontales.

niveau	voile	h [cm]	e [cm]	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	St [cm]	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	A chois
Ss1-1erétage	V1	280	25	1130.2	1582.28	1.134	5	10	23.15	2.26	2x(28HA12=31.67)
	V4	280	25	414.21	579.89	1.781	5	15	5.62	1.57	2x(18HA10=14.14)
2ème - 3ème ét	V1	280	25	1930.89	2703.24	1.938	5	10	23.15	2.26	2x(28HA12=31.67)
	V4	280	25	414.21	579.89	0.416	5	15	5.62	2.26	2x(18HA10=14.14)
4ème - 5èmeétag	V1	280	25	1154.35	1616.09	1.158	5	10	23.15	2.26	2x(28HA12=31.67)
	V4	280	25	355.46	479.64	0.344	5	15	5.62	1.57	2x(18HA10=14.14)
	V4	280	25	355.46	479.64	0.344	5	15	5.62	1.57	2x(18HA10=14.14)

V.4.5.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.5.1.Les trumeaux :

V.4.5.1.a. Armatures verticales :

Tableau. V.14 : Calcul des armatures verticales des trumeaux (voiles avec ouverture)

Niveau	voile	comb	cas	S(a*b)	N (KN)	M (KN.m)	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
Ss1-1 er étage	V11	G+Q+Edy	**1er**	25.515	379.57	6176.4	SPC	7.7	2.5	1.25
		G+Q+Edy	**2eme**		3300.24	5158.72	SPC	6.43		
2ème - 3ème	V11	0.8G+Edy	**1er**	25.515	2742.10	4019.46	SPC	6.43	2.5	1.25
		G+Q+Edy	**2eme**		2996.82	620.26	SPC	6.43		
4ème - 5ème étage	V11	0.8G+Edy	**1er**	25.515	1537.14	1749.8	SPC	6.43	2.5	1.25
		G+Q+Edy	**2eme**		1548.35	233.48	SPC	6.43		

Tableau. V.15: Armatures verticales dans les voiles

	$A_{choisis}$ (cm^2)	S_t (cm)
Voile 11	2(5HA14)=2(7.7)	10

V.4.5.1.b. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :
Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa
On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau. V.16 : Vérification des armatures verticales des voiles avec ouverture (trumeau)

Niveau	voile	S(a*b) (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	vérification
Ss1- er étage	V11	25.515	4718.35	391.37	15.39	4.9	73.6	15	201.63	vérifie
2ème - 3ème ta	V11	25.515	3631.06	420.89	15.39	3.3	49.5	15	201.63	vérifie
4ème - 5ème	V11	25.515	1904.20	140.25	15.36	26.4	1.7	15	201.63	vérifie

Calcul des armatures verticales des voiles avec ouverture (trumeau)

Tableau. V.17: Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Niveau	voile	h [cm]	e [cm]	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	véfication	St [cm]	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	
Ss1-^{er}étage	V11	300	25	1412.27	1977.4	1.30	5	vérifie	10	19.31	12.87	2*(30HA10)=23.56
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V11	300	25	679.50	3209.4	2.11	5	vérifie	10	19.31	12.87	2*(30HA10=23.56)
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V11	300	25	1445.72	2024.01	1.33	5	vérifie	10	19.31	12.87	2*(30HA10=23.56)

V.4.5.2.Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux

Tableau.VI.18: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	T_{max}(KN)	M (KN.m)	L (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau > \tau_{adm}$
RDC-$2^{ème}$	11167.4	1626.8	2600	2500	1200	1080	6.05	1.5	Flexion avec acier diagonales
$3^{ème}$ $4^{ème}$	781.46	1286.96	2600	2500	1200	1080	4.05	1.5	Flexion avec acier diagonales
-$5^{ème}$	210.47	488.36	2600	2500	1200	1080	1.09	1.5	Flexion simple

Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Tableau. V.19 : Calcul d'armatures des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	AD	AL	AT	AP	St	AD	AL	AT	AP
RDC - 1ER	34.822	4.5	0.944	6	10	6HA20= 18.85	3HA14= 4.62	2HA10= 1.57 S=10cm	2x(12HA10)=19.42 S =10cm
2EME- 3EME 4EME	23.866	23.21	4.5	0.94	6	4HA20= 12.57	3HA14= 4.62	2HA10= 1.57 S=10cm	2x(12HA10)=9.42 = S =10cm
5EME	23.86	/	7.67	1.55	/	/	(4HA10) =8.07	(2HA10) =1.57	2x(12HA10)=9.42 S =10cm

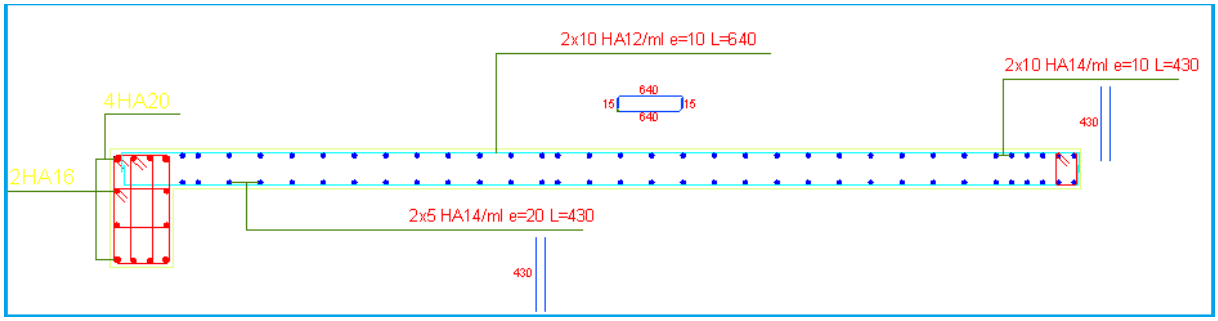


Figure. V.4 : Disposition des armatures dans les voiles (L=620 cm ;e=25cm)

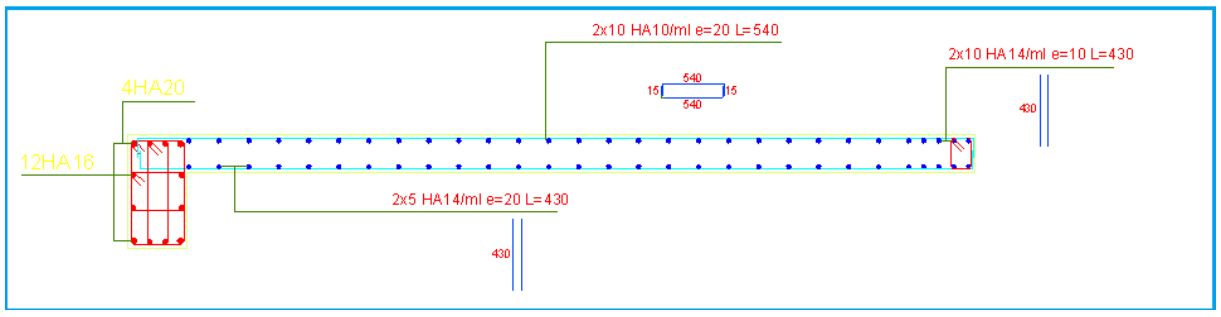


Figure. V.5 : Disposition des armatures dans les trumeaux (L=515 cm ;e=25cm)

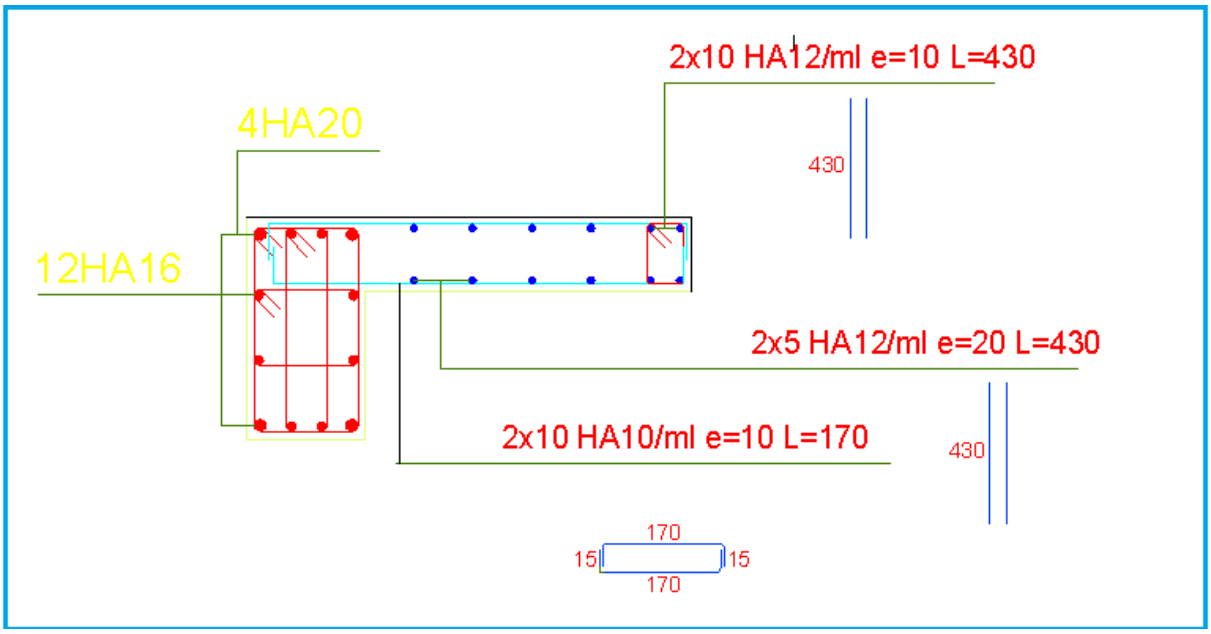


Figure. V.6 : Disposition des armatures dans le bout de voile (L=150 cm ;e=25cm)

Conclusion générale

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d’ingénieur, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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 architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d’avoir les principaux critères admis, à savoir : l’exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Règlements :

1. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*
2. *Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.V2003.*
3. *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.*
4. *Cour béton armé pr.o.BOUKENDAKDJI*
5. *Site internet (www.infoclimat.fr)*
6. *Conception et calcul des structures en béton (HENRY THONIER)*
7. *Technique d'ingénieur*

Logiciels :

- *SAP2000 V19*
- *AUTOCAD 2014*
- *EXEL 2010*
- *ROBOT EXPERT*