REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC + 6 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles

Présenté par :

BENATALLAH Ikram

IKHLEF ABDESSEMED Ahlem

Dirigé par :

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2019

ملخص

هذاالمشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق أرضي + ستة طوابق) ,
و المقرر بناؤها في حسين داي بولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99» و قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un RDC + 6 étages qui sera implantée à – Hussein Dey - Wilaya d'Alger, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

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

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V21.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of Ground floor+6 floors, which will be established in Hussein Dey in- Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V21.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation ; seismic study.

Remerciement

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Dr SAFIDDINE Salim pour l'encadrement de ce mémoire pour leur aide, leur patience et la confiance qu'elle nous a accordée.

Nos sincères remerciements également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

Un grand merci pour tout l'es ingénieurs de GENIE CIVIL .

Nous adressons les plus chaleureux remerciements et tout gratitude à tous nos amis chacun de son nom.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affectation, de respect et d'admiration :

A mes très chers parents (Berkane et Fatma elzohra),

Pour tout l'amour dont vous m'avez entouré, pour tout ce qu'avez fait pour moi, je ferai de mon mieux pour rester un sujet de fierté à vos yeux avec l'espoir de ne jamais vous décevoir. Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos vœux tant formulés et de vos prières quotidiennes.

A mon frère Mohamed et mes sœurs Somia, Amina, Aicha.

Pour leur soutien et leur encouragement.

A tous mes chers amis Nawel, Hadjer, Nadia, Kheireddine.

et à l'ensemble des étudiants de la promotion de génie civil .

AHLEM



Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots , Je dédie ce travail :

A mes chères parents: MALIKA ET ABDELKADER

Source inépuisable de tendresse , de patience et de sacrifice vous êtes les meilleurs , reste toujours un bon exemple pour moi , en ce jour j'espère réaliser l'un de tes rêves Aucun dédicace ne saurait exprimer mes respect , ma reconnaissance et mon profond amour .

A mes chères sœurs : Hadjer , keltoum , Amira

A mes chères oncles , Tantes leur Epoux et Epouse .

A tout la famille BENATALLAH sans exception.

A mon oncle SAHRAOUI l'ami fidèle pour moi qui a quitté les jours passé que dieu bénisse son âme .

A mes chères amis

AFFAF , NOUR , NAWEL , HADJER , IMENE , NADIA , KAWTHER , TAREK , RIADH , MAROUA ,AMINA .

A tous mes amis surtout du groupe (structure) et à tous mes collègues de ma promotion.

Je ne peux trouver les mots sincères pour vous exprimer mon affectation , vous êtes pour moi des sœurs , des frères et des amies sur je peux compter .

IKRAM


بسم الله الرحمن الرحيم

Table des matière

Résumé…….....…….....1
Remerciements…….....…….....2
Dédicaces..…… …….....…….....3
Table des matières…….....…….....4
Liste des figures……...……..…….....…….....5
Liste des tableaux…….....…….....…….....6
Abréviations et notations 7
Introduction générale.....8

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 9
I.2. Destination et situation.....9
I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage.....9
I.3.1. Dimensions en plan.....9
I.3.2. Dimensions en élévation.....10
I.4. Conception de la structure.....10
I.4.1. Ossature de l'ouvrage.....10
I.4.2. Planchers.....10
I.4.3. Maçonnerie.....10
I.4.4. L'acrotère 10
I.4.5. Escalier.....10
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux 11
I.5.1. Béton.....11
I.5.2. Ciment.....11
I.5.3. Granulats.....11
I.5.4. Béton armé.....11
I.5.4.1.Résistance du béton.....11
a) Résistance caractéristique à la compression.....12

b) Résistance caractéristique à la traction.....12

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ).....12

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale.....12

I.5.5. Acier……...…….…….....13

I.6. Principe de calcul du CBA 93 …….....….....13

CHAPITRE II: Prédimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction…….....…..14

II.2. Prédimensionnement des planchers…….....…….…...14

II.2.1. Plancher en corps creux…….....14

II.2.2. Plancher à dale pleine……...…...….....15

II.3. Evaluation des charges et surcharges…….....…16

II.3.1. Plancher corps creux …….....16

a) Plancher terrasse …….....….....……...16

b) Plancher courant …….....…..16

II.3.2. Dalle pleine…….....….....…17

a) Terrasse ……...….....…17

b) Etage courant …….....18

II.3.3. Maçonnerie …….....18

II.3.3.a. Murs intérieurs (simple cloison) …….....…..18

II.3.3.b. Murs extérieurs (double-cloison) …….....….....18

II.3.4. Surcharges d'exploitations (Q) …….....…..19

II.4. Prédimensionnement des poutres …….....19

II.5. Les poteaux…….....….....20

II.5.1. Etapes de prédimensionnement …….....20

II.5.2. Détermination des charges et surcharges…….....21

II.5.3.a. Charges Permanente…….....22

II.5.3.b. charger d'exploitation …….....23

II.5.4. Vérification selon le RPA99v2003 …….....……..24
II.6. Les voiles…….....……..24

CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires

III.1. Acrotère…….....26
III.2. Plancher à corps creux…….....…..….27
III.2.1. Les poutrelles …….....…….…...27
III.2.1.1. Avant coulage……...…….....….27
III.2.1.2. Après coulage……...…….....27
a) Calcul du ferraillage …….....…….....…...29
b) Vérification à ELS …….....……..….30
c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU…….....30
d) Vérification de la flèche …….....…….……..….30
III.2.2. Dalle de compression …….....……..….….31
III.3. Dalle pleine …….....…….....…32
III.3.1. Prédimensionnement…….....…..….32
III.4. Escaliers…….....…34
III.4.1.Prédimensionnement…….....…….....….34
III.4.2.Evaluation des charges et surcharges…….....34
III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU…….....…...36
III.4.4.Vérification à l'ELS …….....…37
III.4.5.Vérification de la flèche …….....…….…..37
III.4.6.Calcul de la poutre palière …….....…..….38
III.4.6.1.Prédimensionnement…….....…..….. 38
III.4.6.2. Evaluation des charges …….....….....38
III.4.6.3. Calcul des efforts internes…….....……...38
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière …….....…...39

CHAPITRE IV: Etude dynamique.

IV.1.Introduction…….....……...…….……...….....41

IV.2. caractéristique dynamique de la structure…….……..….....…..….....41

IV.2.1. Centre de masse …….....….....….....41

IV.2.2. Centre de torsion…….....….....….....41

IV.2.3. Excentricité……..…….....44

IV.2.3.A. Excentricité théorique (statique) …….....….....44

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle …….....….....44

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL …….…….....….....45

IV.3.1. Introduction…….…..…...….....45

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale …….....…..….....46

IV.3.2.1. Principe de la méthode …….…….....….....46

IV.3.2.2. Modélisation …….…....….....46

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul …….…….….....46

a) Coefficient d'accélération A …….…….....46

b) Facteur de correction d'amortissement η…….....46

c) Coefficient de comportement R …….....….....46

d) Facteur de qualité Q…….....46

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique ……...….....47

1. Analyse modale …….....48

1.1. Comportement modal…….....…...48

1.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) …….....48

2. Analyse statique et dynamique …….....….....50

2.1 Stabilité de la structure…….....50

2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ….....50

a) Calcul de la force sismique totale V …….....50

2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement …….....51

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 52

2.1.3. Vérification des déplacements inter-étage …….....53

2.1.4. vérification de l'effet P-Δ …….....54

2.2. Résistance des éléments …….....55

2.2.1. Vérification de cisaillement des éléments…….....….....55

a) Les poutres …….....….....55

b) Les voiles ……...….....56

2.2.2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……...….....56

IV.4.Conclusion ...…….....57

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction.....58

a) Combinaisons données par le CBA93 …….....….....58

b) Combinaisons données par le RPA99 …….....….....58

V.2.Ferraillage des poutres …….....……...….58

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres…….....…...…..58

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS …….....59

V.2.1.2. Vérification de la flèche …….....……....59

V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……..….....60

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres ……...….....…60

V.3.Ferraillage des poteaux…….....61

V.3.1 Armatures longitudinales …….....……...…..….....61

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements …….....61

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 62

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS …….....64

V.3.2 Détermination des armatures transversales.....64
V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u 64
V.3.4.b Calcul des armatures transversales 65
V.3.2.1.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale.....67
V.4.Ferraillage des voiles…….....…….....68
V.4.1 Ferraillage des trumeaux …….....68
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales …….....68
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS…….. 69
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC.....70
V.4.1.4 Armatures horizontales……..….....70
V.4.1.5 Armatures transversales……...….....71
V.4.2 Ferraillage des linteaux …….....…….....71
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ……...….....….....71
a) Aciers longitudinaux…….....72
b) Aciers transversaux …….....72
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ...….....72
a) Armatures longitudinales …….....72
b) Armatures transversales …….....72
c) Armatures de peau …….....….....72

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1.
Introduction.....74
VI.2. Reconnaissance du sol …….....….....74
VI.3. Choix du type de fondation…….....….....74
VI.4. semelle filante croisée…….....75
VI.5. Dimensionnement des semelles filantes …….....75

a) Transversalement ……...…….....75
b) Longitudinalement …….....…….....76
VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voile et sous poteau.....76

VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes…….....….....76
VI.5.2.1. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile et sous Poteau...76
VI.5.3. Conclusion 77
VI.6. Ferraillage du semelle …….....77
VI.6.1. Vérification des longueurs de scellement…….....77

VI.7. Poutre de libage …….….....79

VI.7.1.Dimensionnement …….....79

VI.7.2.calcule des moments …….....….....79

VI.7.3.Calcul du ferraillage …….....80

VI.7.3.1.Armatures longitudinales…….....80

VI.7.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS.....80
VI.7.3.3.Armatures de peau …….....80

VI.7.4.Armatures transversales …….....80

VI.8. Les longrines.....81

VI.8.1. Prédimensionnement.....81
VI.8.2. Sollicitations.....81
VI.8.3. Ferraillage.....82
VI.8.4. Vérification des contraintes à l'état limite de servi.....82
VI.8.5. Calcul des armatures transversales.....82

CONCLUSION GENERALE.....83

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié…….....9

CHAPITRE II: Prédimensionnement des éléments résistants

Figure.II.1 : Plancher a corps creux…….....14
Figure.II.2 : Dimensions du corps creux…….....15

Figure II.3: Dimensionnement de la dalle pleine .....….....17

Figure. II.4: Dimensionnement de la poutre…….....19

Figure II.5: Représentation du poteau le plus sollicité…….....21

Figure.II.6. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D…….....25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

FigureIII.1 :Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…….....…26

FigureIII.2 : Ferraillage de l'acrotère…….....26

Figure III.3 :Schéma statique équivalentes poutrelles avec les dimensions des travées.....28
Figure III.4 : Diagrammes des moments a l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC……28
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC….....28
Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC….....28

Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles…...29
Fig.III.8 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).....31

Figure III.9 :Disposition des armatures de la dalle de compression…….....32

Figure III.10 : les dimensions de la dalle pleine…….....32
Figure III.11: Moment fléchissant a) Effort tranchant ; b) dans le balcon à ELU…….....33

Figure III.12 :Moment fléchissant dans le balcon à l ELS…….....33

Liste des figures

Figure III.13:Dimensions de l'escalier…….....34

Figure III.14:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier…36

Figure III.15 : Diagrammes des efforts internes a) l'E.L.U et b) à l'E.L.S….....36

Figure III.16: Schéma statique équivalente de la poutre palière…….....38

Figure III.17:Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b)à l'ELS…….....39

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Figure IV.1 : Disposition des voiles…….....43

Figure IV.2 : Le comportement des trois premiers modes …….....48

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1 :ferraillage des poutres principales…….....61

Figure V.2 :ferraillage des poutres secondaires…….....61

Figure V.3 : Ferraillage des poteaux……..…….....67

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure VI.1 :(a) et (b) Schéma d'une semelle filante.....75

Figure VI.2 :disposition finale des semelle.....81

Figure VI.3 : Ferraillage des longrines.....82

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….....13

CHAPITRE II: Prédimensionnement des éléments résistants

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....16

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)….....16

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)….....17

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant….....18

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…….....18

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison …….....18

Tableau II.7 : Charges d'exploitations…….....19

Tableau II.8 : Prédimensionnement des poutres principales et secondaire…….....20

Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux…….....22

Tableau II.10 : Détermination de l'effort normal ultime $\overline{N_u}$de chaque niveau…….....22

Tableau II.11 : Calcul du poids de chaque niveau…….....22

Tableau II.12: Détermination des charges d'exploitations…….....23

Tableau II.13 : Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{N_u}$)…….....24

Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des…….....24

Tableau II.15 : Détermination de l'épaisseur des voiles…….....25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1 :Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté…….....26

Tableau III.2 :Les moments maximums aux appuis et en travées…….....29

Tableau III.3 :Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée…….....29

Tableau III.4 :Vérification de la contrainte du béton à l'ELS…….....30

Tableau III.5 :Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….....30

Tableau III.6 :Vérification de la flèche…….....30

Tableau III.7 :Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine…….....32

Tableau III.8 :calcule de ferraillage …….....33

Tableau III.9 :vérification à l'ELS……..…….....33

Tableau III.10 :Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier…..…...34

Tableau III.11 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier…….....35

Tableau III.12 :Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier…….....35

Tableau III.13 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier…….....35

Tableau III.14 :Calcul des sections d'acier de l'escalier…….....36

Tableau III.15 :Vérification de la contrainte tangentielle…….....37

Tableau III.16 :Vérification à l'E.L.S…….....37

Tableau III.17 :Vérification de la flèche de l'escalier…….....37

Tableau III.18 :Prédimensionnement de la poutre palière…….....38

Tableau III.19 :Ferraillage de la poutre palière…….....39

Tableau III.20 :Vérification à l'E.L.S de la poutre palière……..…….....39

Tableau III.21 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière…….…….....39

Tableau III.22 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière……..…….40

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Tableau.IV.1 : Centre de masse et centre de torsion…….....43

Tableau IV.2 :Calcul de l'excentricité théorique (statique)……..…….....44

Tableau IV.3 :Calcul d'excentricité accidentelle…….....44

Tableau IV.4 :Excentricité suivant les deux directions…….....45

Tableau IV.5 :Facteur de qualité……..….....47

Tableau IV.6 : Le comportement des trois modes……..…….....48

Tableau IV.7 :Coefficient de participation massique…….....49

Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique……..…….....51

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….....51

Tableau IV.10 :Valeurs des moments de stabilité et de renversement…….....52

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X…….....53

Tableau.IV.12 :Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…….....54

Tableau.IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions…….....55

Tableau IV. *14*: Vérification de cisaillement des poutres…….....55

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles…….....56

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit…….....57

Tableau.IV.17 : Dimensions finales des éléments…….....57

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1 : La section calculée d'armatures des poutres.....58

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres.....58

Tableau V.3 :Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....59

Tableau V.4 : Vérification de section d'armatures.....59

Tableau V.5 :Vérification préliminaire de la flèche des poutre.....59

Tableau V.6 :Vérification de la flèche des poutres principales et poutre secondaire.....60

Tableau V.7 :Vérification des contraintes de cisaillement.....60

Tableau V.8 :La section d'armatures transversales.....60

Tableau V.9 :La section d'armatures des poteaux.....63

Tableau V.10 :Vérification des contraintes à l'ELS.....64

Tableau. V.11 :Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....65

Tableau V.12 :La section d'armatures transversales des poteaux..... 66

Tableau.V.13 :Vérification de la quantité d'armatures transversales.....67

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales d'un voile plein.....68

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.....69

Tableau V.16 :Vérification des contraintes des voiles 69

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....70

Tableau V.18:La section d'armatures horizontales des voiles.....70

Tableau V.19 :La section d'armatures transversale des voiles.....71

Tableau V.20. Choix de la méthode de calcul.....72

Tableau V.21: La section d'armatures des linteaux.....73

Tableau V.22 : La section calculée d'armatures des linteaux.....73

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau IV.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…….….....76

Tableau IV.2 :vérifications des contraintes des semelles filantes croisée à ELS …….....76

Tableau VI.3 : Vérification de chevauchement entre les semelles filantes croisée…….....76

TableauVI.4 : Armatures principales des semelles filantes sous voile…….....77

Tableau VI.5 : Armatures de répartition des semelles filantes sous voile…….....77

Tableau VI.6 : dimensions des semelles filantes sous poteaux…….....78

Tableau VI.7 : armatures transversale des semelles filantes sous poteaux…….....78

Tableau VI.8 : armatures de répartition des semelles filantes…….....78

Tableau VI.9 : Dimensionnement de la poutre de libage…….....79

Tableau VI.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….....79

Tableau VI.11 : Détermination des moments de la poutre de libage…….....79

Tableau VI.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….....80

Tableau VI.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….....80

Tableau VI.14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….....80

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des longrines.....82

Tableau VI.16 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.....82

NOTATIONS

✓ MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

At : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

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

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

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

Nu : Effort normal à l'ELU.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W: poids.

- ✓ **MINISCULES ROMAINES :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

$c,'$: Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- ✓ **MAJUSCULES GRECQUES :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

- ✓ **MINISCULES GRECQUES :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- ✓ **Autres notations**

A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Cependant, 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.

Néanmoins, 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.

A cet effet, notre travail consiste à étudier un bâtiment en RDC+6, implanté à Hussein Dey qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III). Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

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

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale.



CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Mahdi Farhat consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bâtiment a une forme irrégulière , comportant :
un rez de chaussé (RDC) + six(6) étages. Il sera implanté à Hussein Dey wilaya de Alger , classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

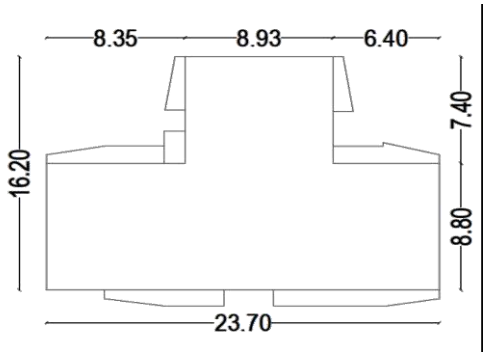


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **22,61 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \le 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

ν = 0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

ν = 0 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

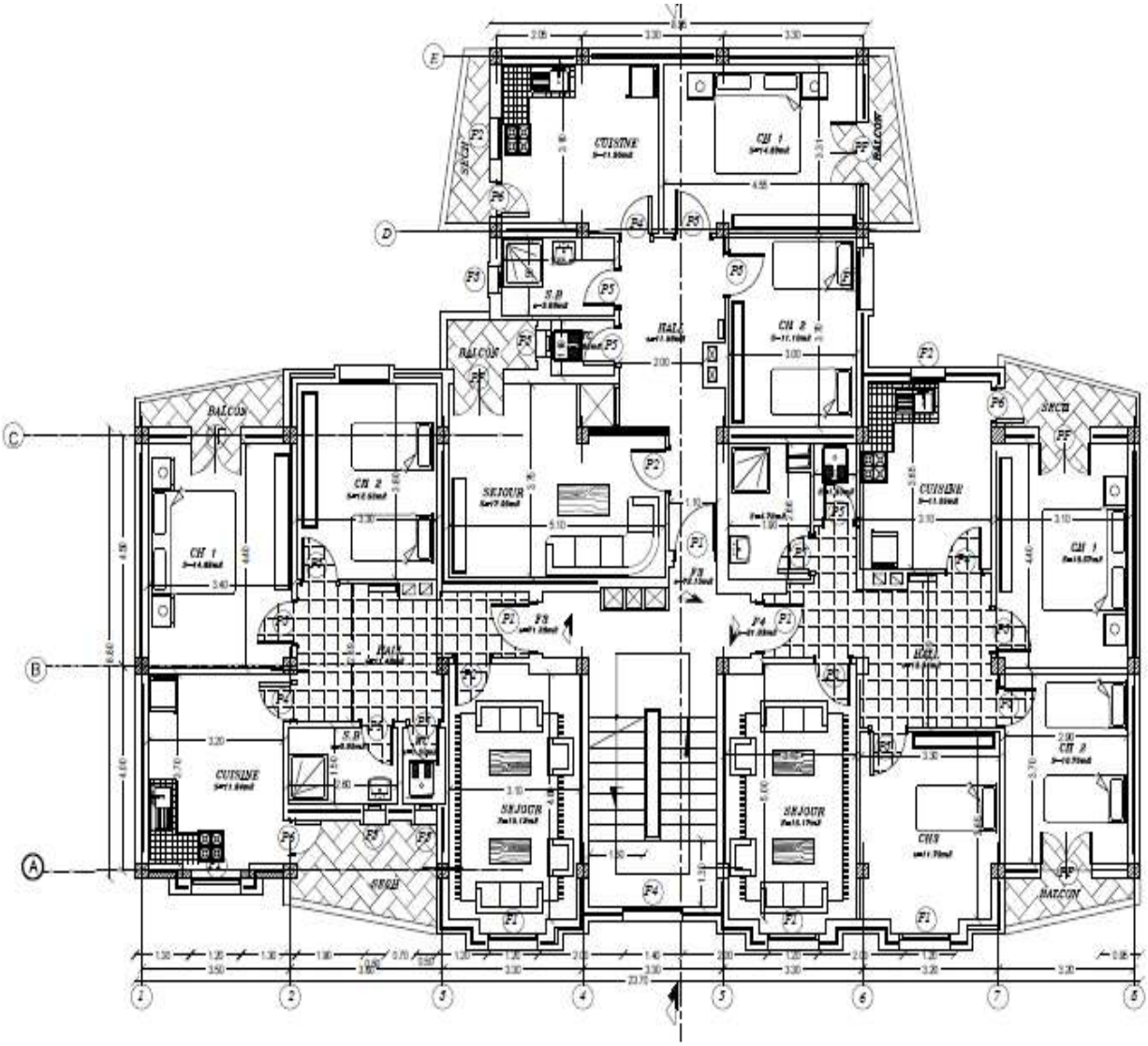
I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

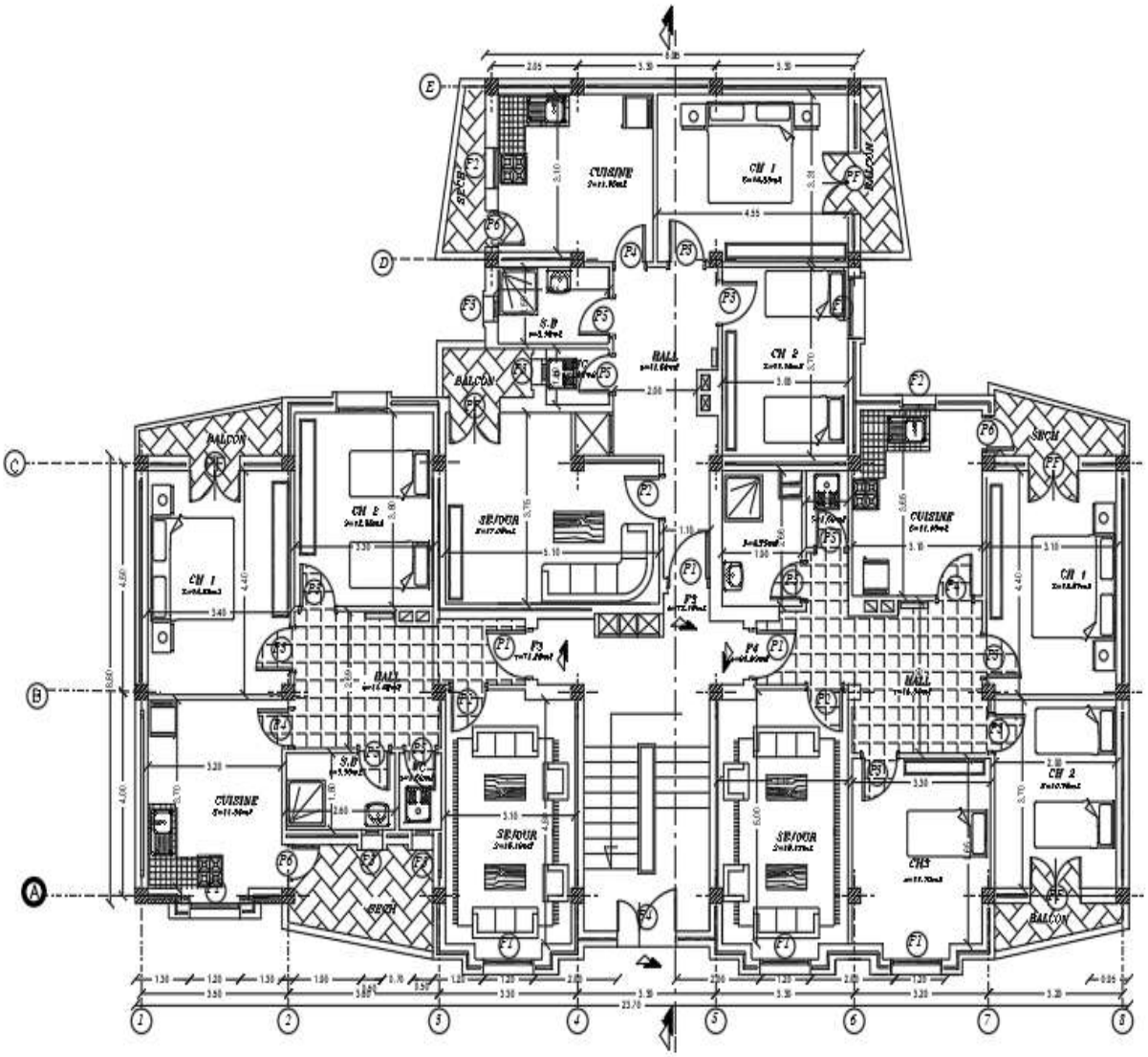
- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

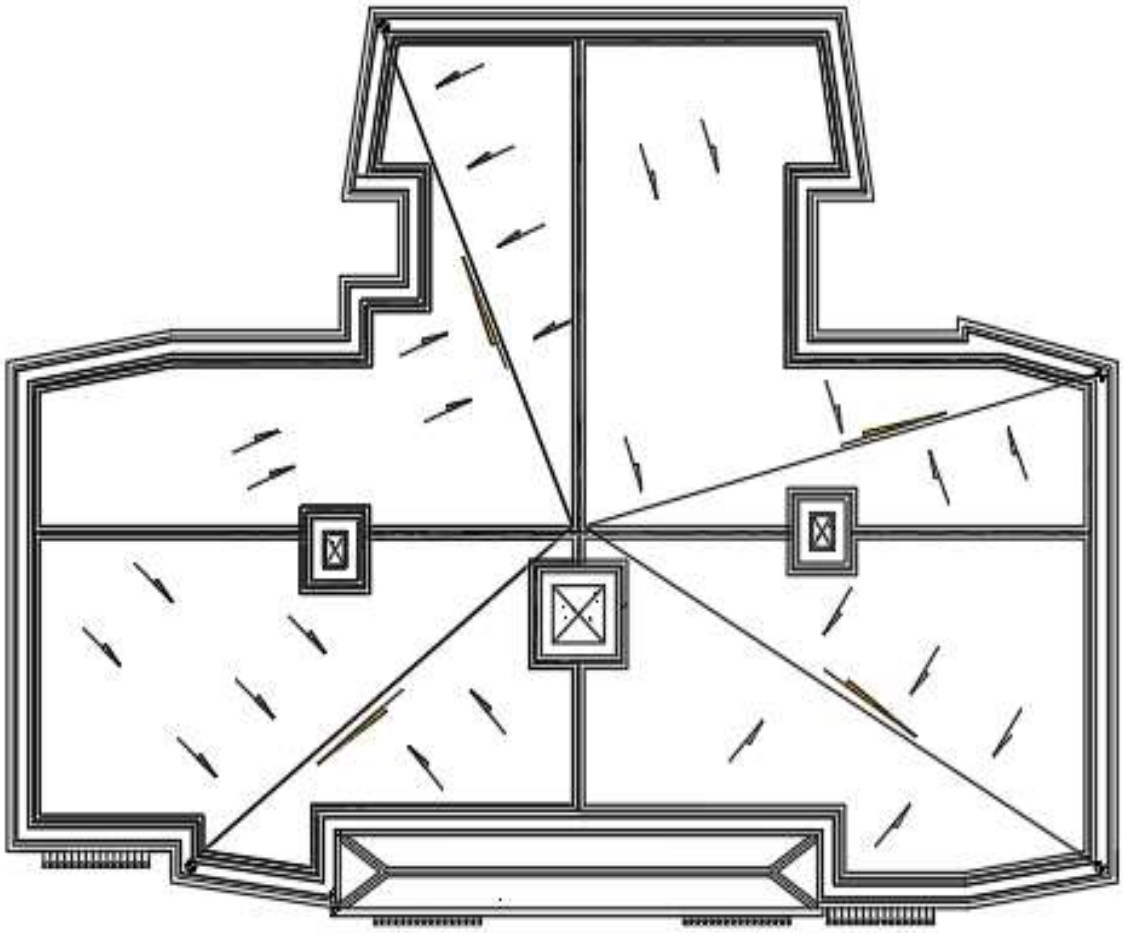
- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 520*MPa »*



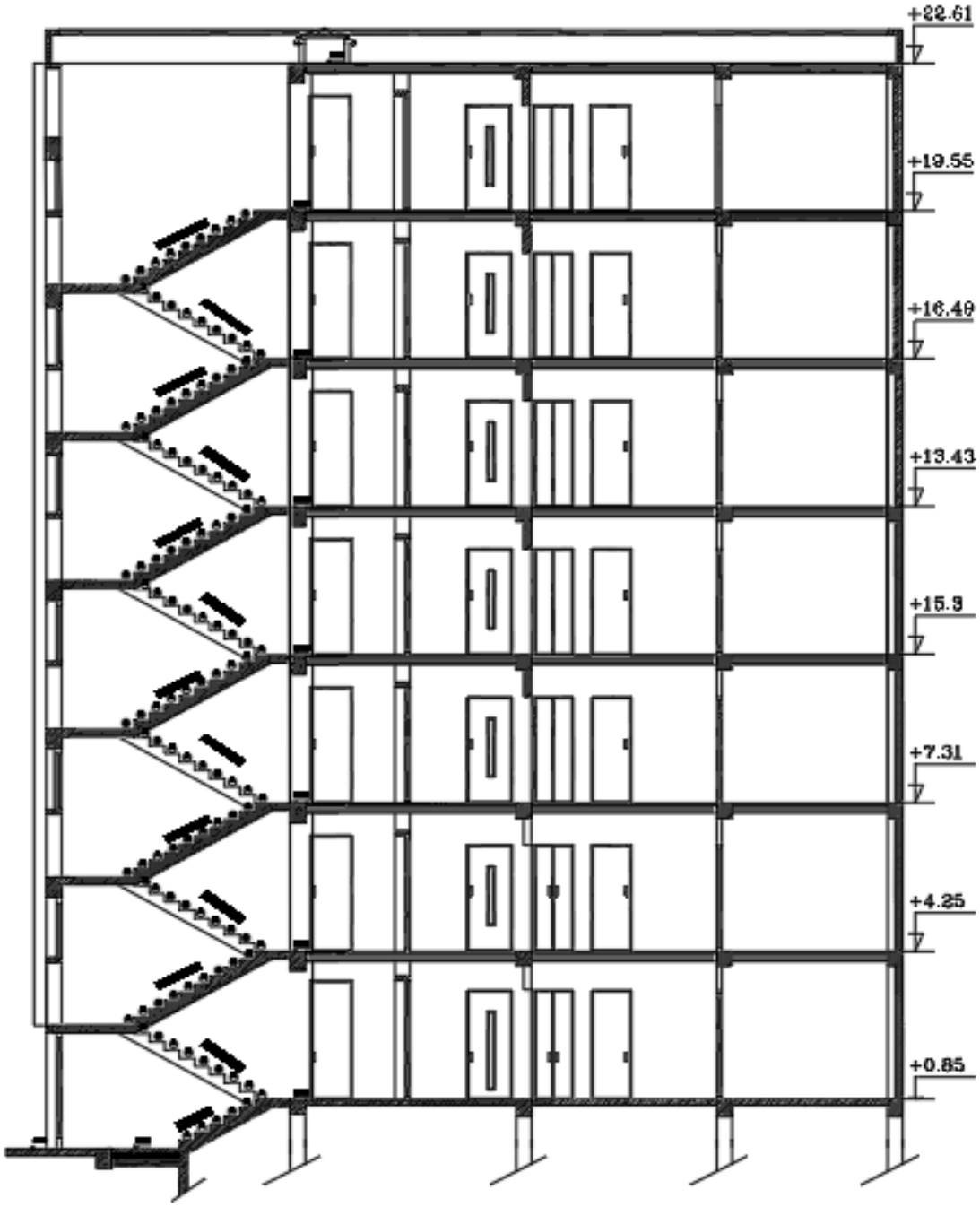
Plan étage courant



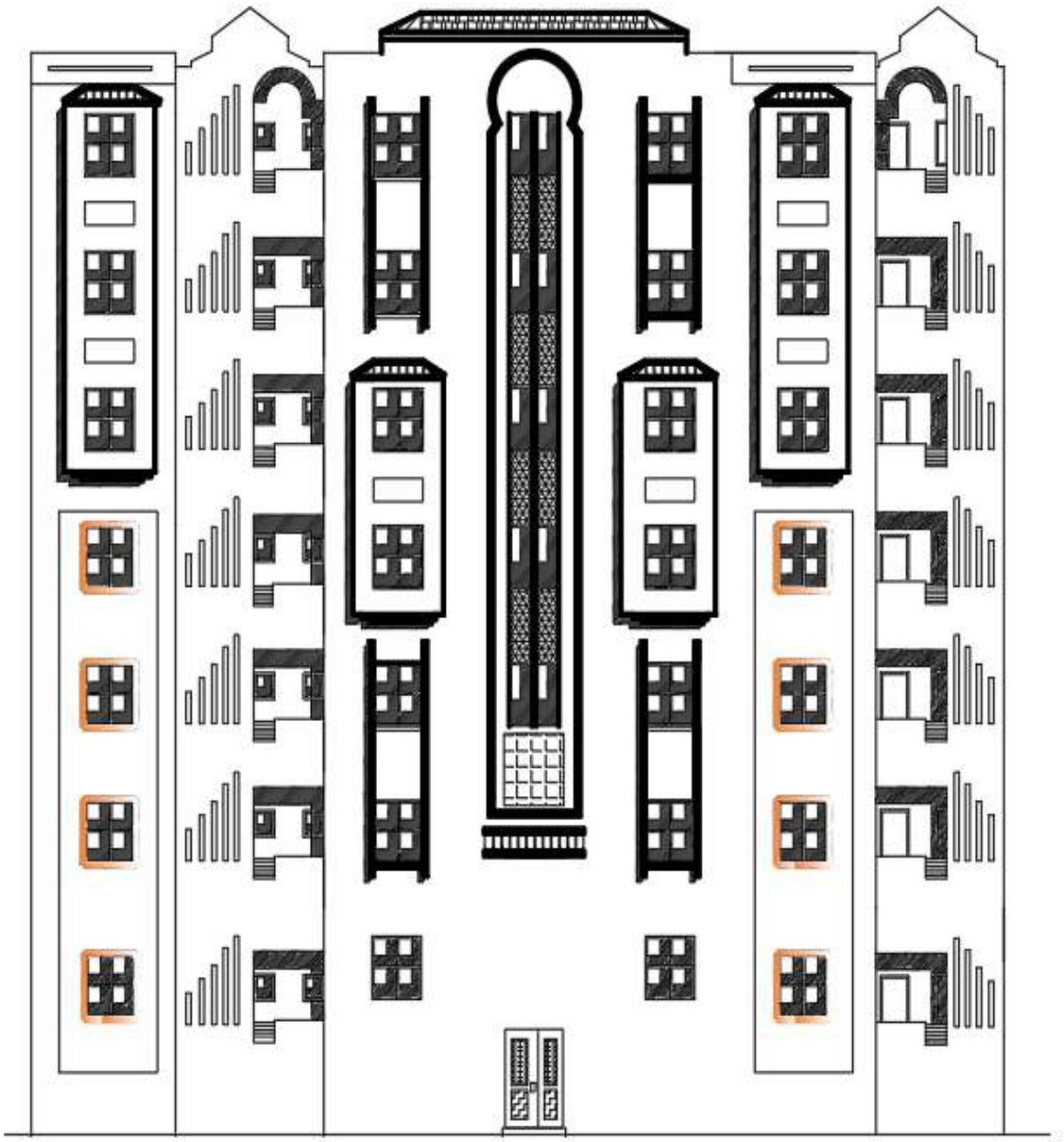
Plan RDC



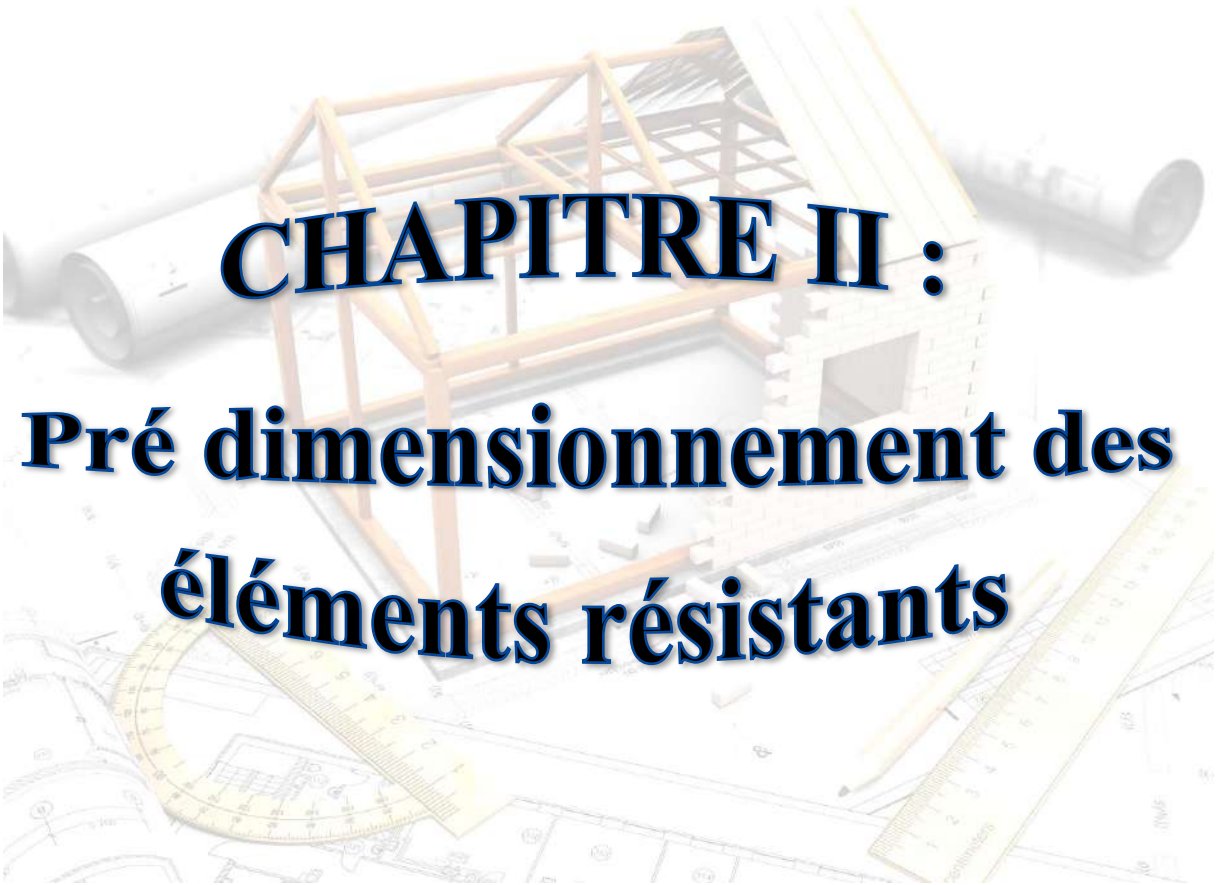
Plan TERRASSE



COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE



CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments résistants

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT RESISTANTS

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature et qu'on doit vérifier après la détermination des efforts.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{L}{20} \leq d + e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L: longueur maximum de la poutrelle entre axes.

d : la hauteur du corps creux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

L= 3.60m d'où alors 14.4 cm ≤h_t≤18cm

On prendra : $\mathbf{h_t = 20cm}$

On adopte donc : e = 4cm et d = 16cm on aura un plancher de **(16+4)** cm

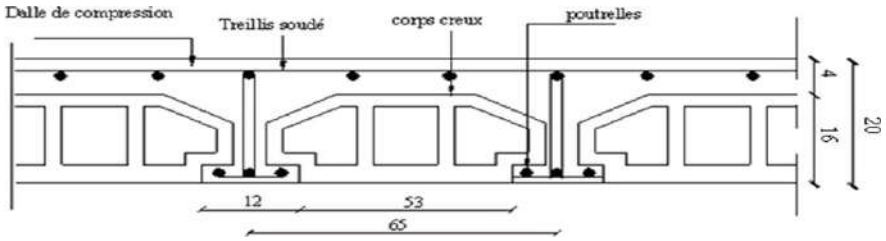


Figure II.1 : Plancher a corps creux

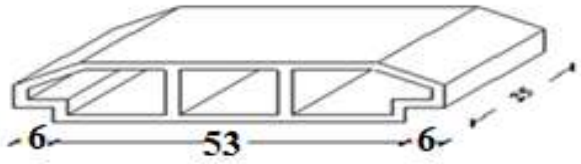


Figure II.2 : Dimensions du corps creux

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance (CBA 93)**

  - Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(L_x/45) \leq e_p \leq (L_x/40)$
  - Dalle reposant sur deux appuis : $(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$

  L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- **Sécurité contre l'incendie**

  - e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
  - e_p = 11cm : peu assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Condition d'isolation acoustique**

$e_p \geq 15$ cm.

- critère de résistance $\frac{330}{45} \leq ep \leq \frac{330}{40} \longrightarrow$ $7.33 \leq ep \leq 8.25$
- la sécurité contre l'incendie : e_p = 11cm.
- Condition d'isolation acoustique : e_p = 15 cm.

- **Conclusion :** Pour les dalles pleines on adoptera **: e_p = 15 cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges [4]

II.3.1. Plancher corps creux

a. Plancher terrasse

Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	2,20
5	Liège (isolant thermique)	0.14	0.16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	6,76

b. Plancher courant

Evaluation de la charge permanente du plancher courant et donnée par le tableau II.2

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G	5,62



Figure II.3 : Dimensionnement de la dalle pleine

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	7,71

b) Etage courant

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Dalle pleine	0,15	3,75
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G	6,57

II.3.3. Maçonnerie

II.3.3.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
			G	1,62

II.3.3.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
			G	2,52

II.3.4. Surcharges d'exploitations (Q)

Tableau II.7 :Charges d'exploitations

Niveau	**Usage**	**Q (KN/m^2)**
Terrasse	inaccessible	1
RDC + étages courants	habitation	1,5

II.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire où en T permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

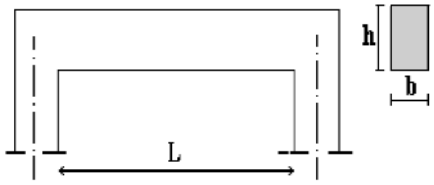


Figure II.4: Dimensionnement de la poutre

Le Prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- ✓ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ $0.3\,h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont : ►Art [7.5.1] ◄

- ✓ $h \geq 30\ cm$
- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4cm$

Tableau II .8 : Prédimensionnement des poutres principales et secondaire

	Poutres principale	**Poutres secondaires**
Conditions de résistances	L_{max}=4.20 m 28≤ h ≤ 42 On adopte : h=30 cm 09≤ b ≤ 21 On adopte : b=30 cm	L_{max}=3.30 m 22≤ h ≤ 33 On adopte : h=30 cm 09≤ b ≤ 21 On adopte : b=30 cm
Vérifications selon le RPA99	h = 30 cm ≥ 30 cm b = 30 cm ≥ 20 cm $\frac{h}{b}$=1 ≤ 4 (c v)	h = 30 cm ≥ 30 cm b = 30 cm ≥ 20 cm $\frac{h}{b}$=1 ≤ 4 (c v)
Conclusion	h = 30 cm ; b = 30 cm PP (b×h) =(30×30)	h = 30 cm ; b = 30 cm PS (b×h) =(30×30)

II.5. Les poteaux

Le Prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. On utilisera la descente des charges pour évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- ✓ Choisir le poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- ✓ Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.
Selon le CBA93 on doit effectuer la vérification de l'effort normale suivante :

$$N\ ultime \leq \left(\frac{Br\ \ f_{c\,28}}{0.9 \times \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\alpha$$

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

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

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \qquad pour\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \qquad pour\ 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique.

L_i=0.7 L_0 C'est la longueur de flambement.

i : C'est le rayon de giration où : $i = \frac{L}{\sqrt{12}}$, $I = \frac{bh^3}{12}$ $poteau\ carré$

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

- Surface du plancher revenant au poteau

➢ **La surface Complete du plancher**

S_t= (1,525+0,30+1,57) × (1,77+0,30+2,10) = 14,15 m^2 ⟶ **S_t= 14,15 m^2**

➢ **La surface du plancher seulement**

S_P= (1,525+1,57) × (1,77+2,10) = 11,97 m^2 ⟶ **S_p= 11,97 m^2**

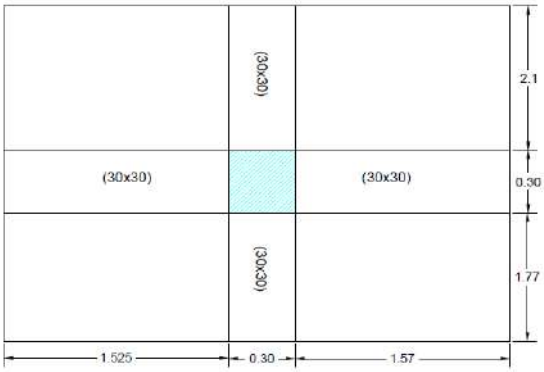


Figure II.5: Représentation du poteau le plus sollicité

Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		**6éme**	**5éme**	**4éme**	**3éme**	**2éme**	**1ere**	**RDC**
Dimension du poteau	**h (cm)**	30	30	35	35	40	40	45
	b (cm)	30	30	35	35	40	40	45

II.5.3.a. Charges Permanente

Tableau II.10 : Détermination de l'effort normal ultime $\overline{N_u}$ de chaque niveau

Niveau	**Section (cm²)**	**L_f (m)**	**i**	**λ**	**B_r(cm²)**	**A_s(cm²)**	**α**	**$\overline{N_u}$ (KN)**
6éme	(30x30)	2,142	0,087	24,734	784	0,90	0,772	1144,99
5éme	(30x30)	2,142	0,087	24,734	784	0,90	0,772	1144,99
4éme	(35x35)	2,142	0,101	21,200	1089	1,225	0,791	1628,88
3éme	(35x35)	2,142	0,101	21,200	1089	1,225	0,791	1628,88
2éme	(40x40)	2,142	0,115	18,550	1444	1,60	0,884	2413,07
1ére	(40x40)	2,142	0,115	18,550	1444	1,60	0,884	2413,07
RDC	(45x45)	2,142	0,130	16,489	1849	2,025	0,813	2841,04

Tableau II.11 : Calcul du poids de chaque niveau

Niveau	**$G_{plancher}$ (KN)**	**G_{poteau} (KN)**	**G_{pp} (KN)**	**G_{ps} (KN)**	**G_{total} (KN)**	**$G_{cumulé}$ (KN)**
6éme	80,917	6,21	8,71	6,97	102,807	102,807
5éme	67,271	6,21	8,71	6,97	89,161	191,969
4éme	67,271	8,45	8,71	6,97	91,404	283,373
3éme	67,271	8,45	8,71	6,97	91,404	374,776
2éme	67,271	11,04	8,71	6,97	93,991	468,768
1ére	67,271	11,04	8,71	6,97	93,991	562,759
RDC	67,271	13,97	8,71	6,97	96,671	659,430

II.5.3.b. charger d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (Annexe A)

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots + Q_n)$

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est 0).
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitations

Niveau	**Q**		**n**	$\frac{3+n}{2n}$	**Q_{cumule}**
6éme	Q_0	14,15	0		14,15
5éme	Q_1	21,22	1	1	35,37
4éme	Q_2	21,22	2	0,95	61,54
3éme	Q_3	21,22	3	0,90	78,51
2éme	Q_4	21,22	4	0 ,85	93,37
1ére	Q_5	21,22	5	0,80	106,10
RDC	Q_6	21,22	6	0,75	116,71

L'effort normal a l'état limite ultime

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

$N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$N_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.13 : Vérifications du (1,1.Nu ≤ $\overline{N_u}$).

Niveau	G_{cumule}	Q_{cumule}	N_u	1.1 N_u	$\overline{N_u}$	1. 1 Nu ≤ $\overline{N_u}$
6éme	102,807	14,15	160,014	176,016	1144,99	OUI
5éme	191,969	35,37	312,212	443,433	1144,99	OUI
4éme	283,373	61,54	474,859	522,345	1628 ,88	OUI
3éme	374,776	78,51	623,719	686,091	1628 ,88	OUI
2éme	468,768	93,37	772,888	850,177	2413,07	OUI
1ére	562,759	106,10	918,874	1010,762	2413,07	OUI
RDC	659,430	116,71	1065,295	1171,825	2841,04	OUI

II.5.4. Vérification selon le RPA99v2003

Tableau II.14 : Vérifications de coffrage des poteaux

condition à vérifier	application de condition	Vérification
Min (b , h)≥ 25 cm	Min (b , h) = 30 cm ≥25 cm	OUI
Min (b , h)≥he/20	Min (b , h) =30 cm ≥he/20 =(3,06-0,35)/20=13,55 cm	OUI
1/4 ≤(b/h)≤4	1/4 ≤(b/h)=(30/30)=1 ≤4	OUI

II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ′ he′ et des conditions de rigidité aux extrémités.

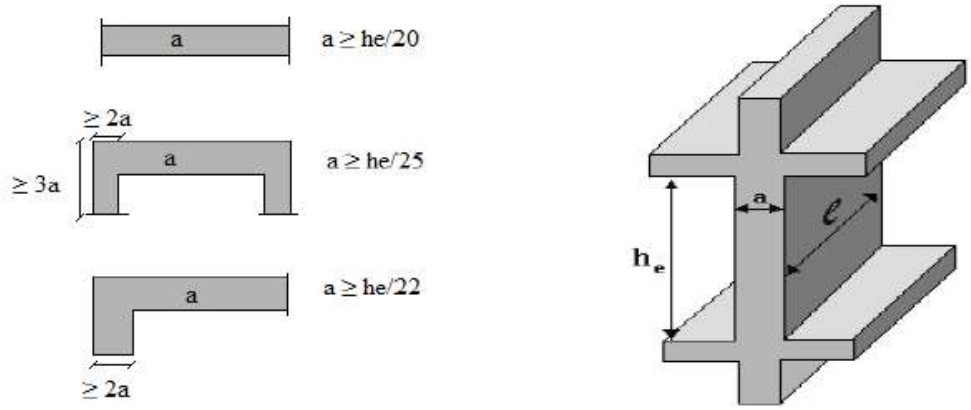


Figure II.6 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D.

Dans notre structure on a :

- ✓ he= 3,06-0,30=2,76m.
- ✓ a ≥Max(15 cm ; $\frac{h_e}{22}$)

alors : a ≥ Max(15 cm ;12,54cm)

On adopte : $\boldsymbol{a = 15cm}$

Remarque :

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

On déduit les dimension dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Détermination de l'épaisseur des voiles

Etage	**RDC**	**1ére**	**2éme**	**3éme**	**4éme**	**5éme**	**6éme**
a (cm)	15	15	15	15	15	15	15



CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm 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 (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul Socotec , ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

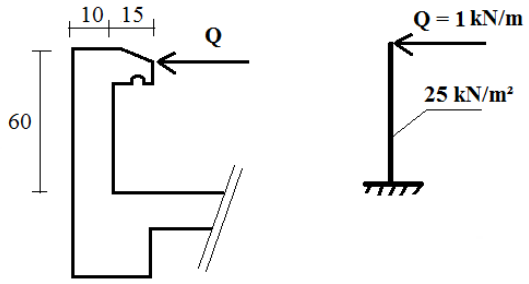


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

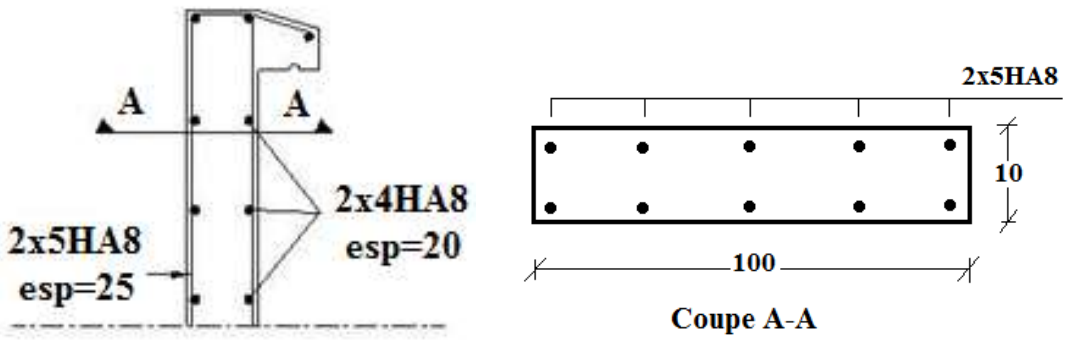


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d: (2x(0,65/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.2.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- 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 comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (Annexe C) Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 0,9 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 7 travées ;

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (Annexe B). Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse.

(poutrelle à 7 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

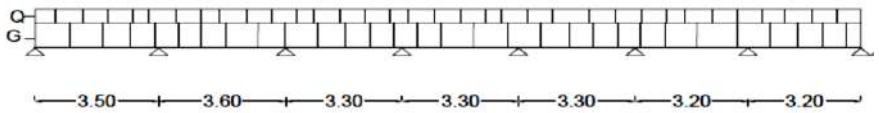
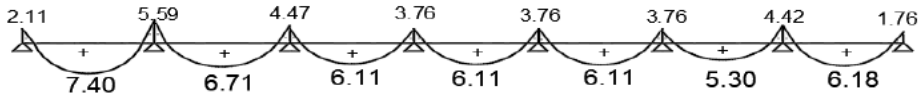
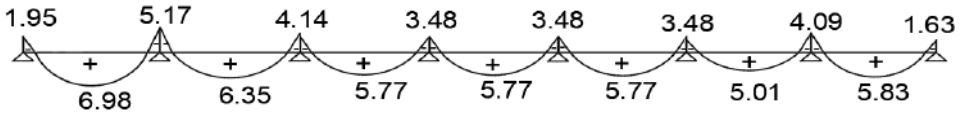


Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

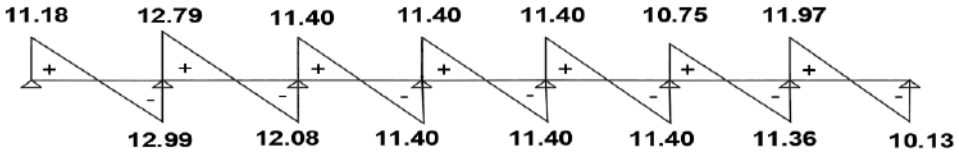


a)

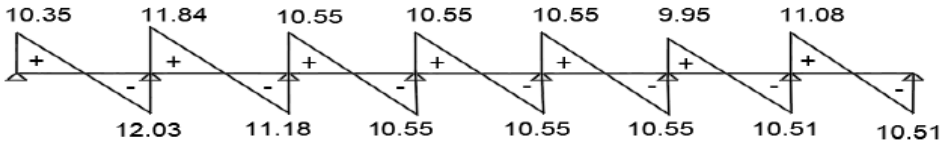


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

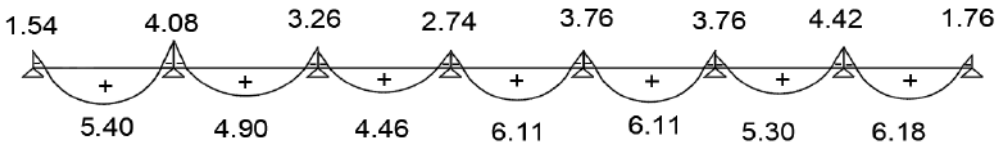


a)

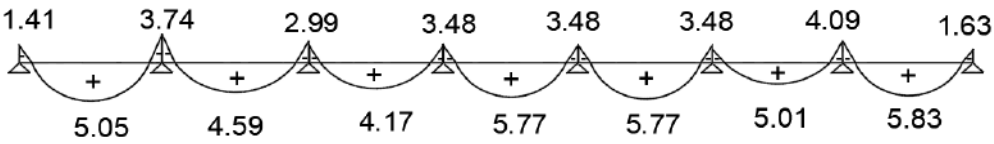


b)

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC



a)



b)

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	5,17	4,09	6,98	5,83
Terrasse	5,59	4,42	7,40	6,18

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (Annexe E). Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

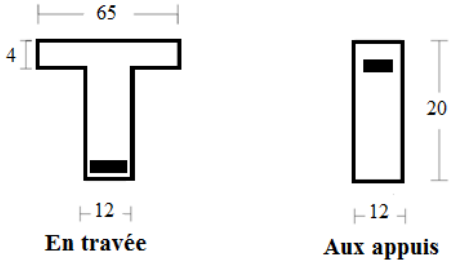


Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	**Terrasse**	5,59	0,72 (E500)	1HA10+1HA12 = 1,92
	EC	5,17	0,67 (E500)	1HA10+1HA10 =1,57
En travée	**Terrasse**	7,40	0,96 (E500)	2HA10=1,57
	EC	6,98	0,90 (E500)	2HA10=1,57

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	6,18	4,42	3,30	2,36	15	CV
EC	5,83	4,09	3,11	2,18	15	CV

c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	12,99	0,60	3,33	CV
Courant	12,03	0,55	3,33	CV

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir Annexe B). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (Annexe C) dont les résultats sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Vérification de la flèche

A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,57	6,18	0,007	249,07	0,606	6,83	18578,4
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
4611,90	8613,88	5,39	8,67	3,27	7,20	CV

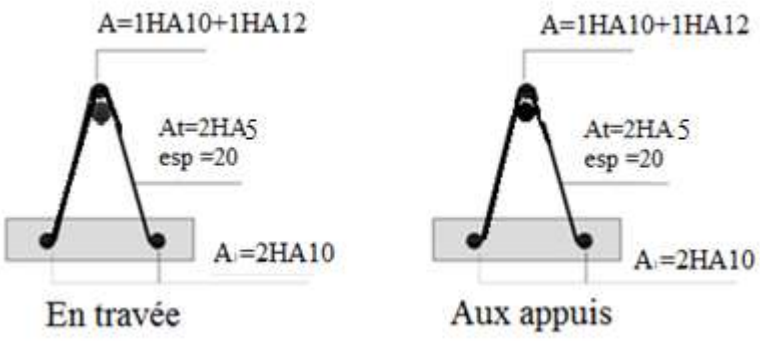


Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite)

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

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

On a : $L = 65cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{260}{520} = 0{,}50cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0{,}98\text{cm}^2$ avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78\text{cm}^2$ avec un éspacement de 25cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 5 cm .

Fiche technique en (Annexe D) .

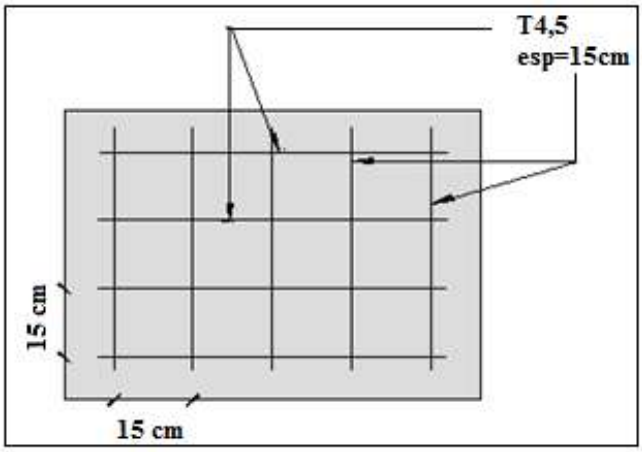


Figure III.9 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1. Prédimensionnement

On a une dalle pleine (balcon) encastrée a une seule coté (Figure III.10) est donné par le schéma suivante :

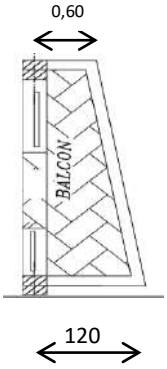


Figure III.10 : les dimensions de la dalle pleine

Le calcul se fait pour une bande =1 m.

Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine

élément	G (kN.m)	Q (kN.m)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Plancher courant	6,57	3,5	14,12	10,07

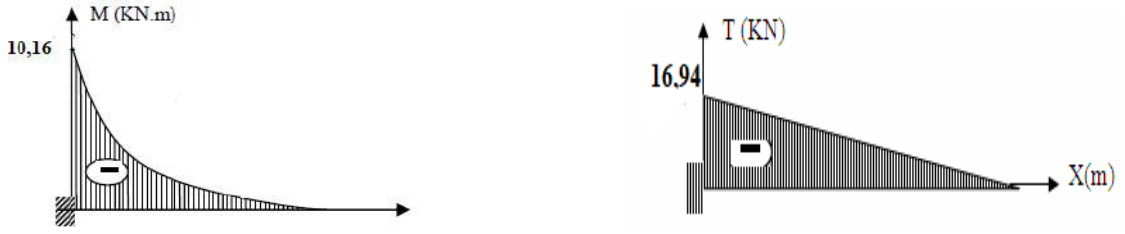
Calcul des sollicitations

Moment fléchissant

$M(x) = -(P_u l_x^2/2)$

Effort tranchant

$T(x) = -(P_u l_x)$



a) b)

Figure III.11 : Moment fléchissant a) Effort tranchant ; b) dans le balcon à ELU

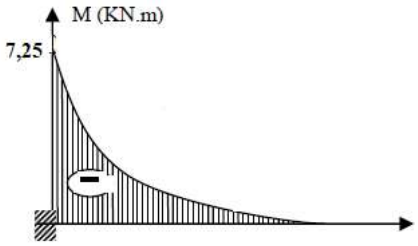


Figure III.12 : Moment fléchissant dans le balcon à l ELS

Tableau III.8 : calcule de ferraillage

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	S_t (cm)
appuis		10,16	0,046	0,976	2,4	0,1	3HA12 =3,39	0,6	2HA10 =1,57	20
section	**b = 100cm**									
	h =15 cm									

Tableau III.9: vérification à l'ELS

Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
appuis	7,25	3,39	1,9	15	CV

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l_x} = 0{,}125 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{0{,}75}{20}\frac{M_x}{M_x} = 0{,}037 \qquad (cv)$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}0027 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad (cv)$$

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.13).

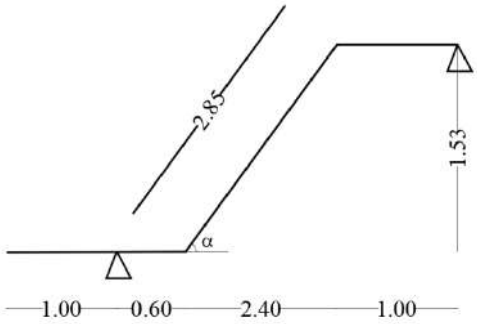


Figure III.13 : Dimensions de l'escalier

III.4.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 1,70 m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)

Hauteur de la contre marche :

- $h = \frac{3,06}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60 cm ≤ g + 2h ≤ 64cm ⟹ g + 2h =64cm (CV)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,53/2,40= 0,63 D'où alors : **α =32,51°**

$L_0 = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} = 2,85m$ ⟹ L_{tot} =L $_1$+L_2+ L_3+ L_4 =1+0,6+2,85+1 = 5,45 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 15,57 \le e \le 18,16$ ⟹ **e =17cm**

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.10 et III.11.

Tableau III.10 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Poids propre du palier**	0,17	25	4,25
4	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
Total				**5,41**

Tableau III.11 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Poids propre de la paillasse**	0,17/ cos α	25	5,03
4	**Poids des marches**	0,17/ 2	25	2,12
5	**Enduit ciment**	0,02	18	0,36
Total				**8,31**

Selon le DTR charges et surcharges d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux III.12 et III.13 ainsi que les figures III.13 - III.14. on a utilisé le SAP2000 v21 , pour déterminer les sollicitations internes moment fléchissant et effort tranchant.

Tableau III.12 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

élément	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						M_0 (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5,41	2,5	11,05	R_A=-31,92	32,66	32,66	16,33
Paillasse	8,31	2,5	14,96	R_B=28,43			

Tableau III.13 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						M_0 (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	5,41	2,50	7,91	R_A=-22,99	23,57	23,57	11,78
Paillasse	8,31	2,50	10,81	R_B=20,47			

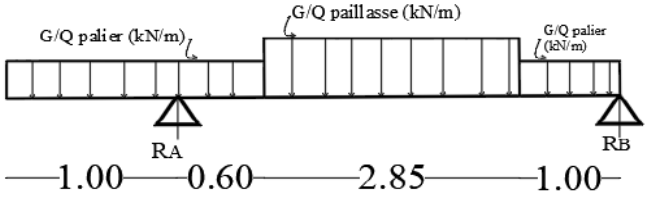


Figure III.14: Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

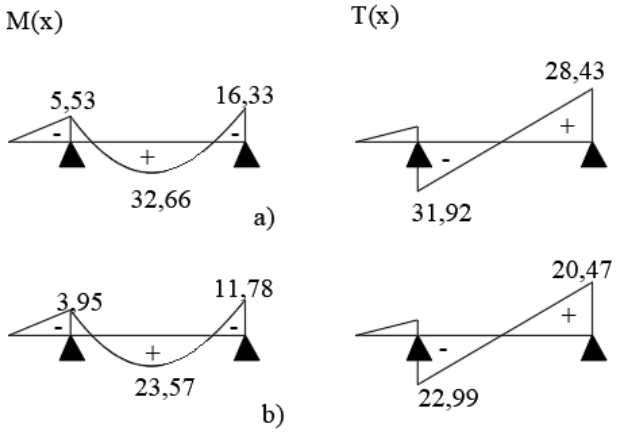


Figure III.15 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1 m sont résumés sur le tableau III.14. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.14: Calcul des sections d'acier de l'escalier

position	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ ($\frac{A}{4}$) (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	32,66	6,90	0,00	1,50	7HA12 = 7,92	1,98	4 HA 8 = 2,01
En appuis	16,33	3,30	0,00		7HA12 = 7,92	0,98	4 HA 8 = 2,01

Le tableau III.15 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.15: Vérification de la contrainte tangentielle

position	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$ (MPa)	Obs
Travée	15cm ≤ 33cm	25cm ≤ 45cm	3,33	0,22	verifier
Appuis	15cm ≤ 33cm	25cm ≤ 45cm			

III.4.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.16 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	4,90	2,40
M_{ser} (kN.m)	23,57	11,78
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **(MPa)**	12,00	6,00
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ **=15 (MPa)**	CV	CV

III.4.5. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.8 selon la méthode présentée en (Annexe C).

Tableau III.17 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	μ
23,57	4,90	8,47	0,0033	0,910	0,477
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
4,45	12,02	19,71	3,43	7,68	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e = 17 cm.

III.4.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1. Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.16) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.18 :

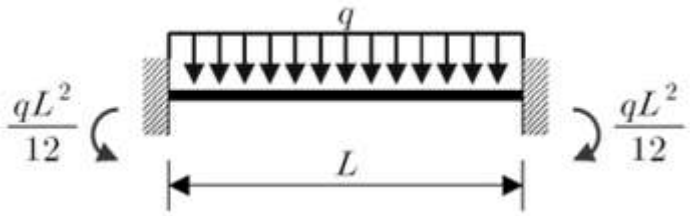


Figure III.16: Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Tableau III.18 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,00 m ⇒20 ≤ h ≤30 cm. On adopte : h = 30 cm ⇒ 9 ≤ b ≤ 21cm. On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm ; h/b=1,2<4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,1) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 25 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : G_{poutre}=0,3 ×0,25×25=1,875 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u = 30,15 kN ; R_{ser} = 21,68 kN (Voir Figure III.15)

$q_u = 1{,}35 \times 1{,}875 + 2(30{,}15/3{,}00) = 22{,}63 kN/m$

$q_{ser} = 1{,}875 + 2(21{,}68/3{,}00) = 16{,}32\, kN/m$

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.19 :

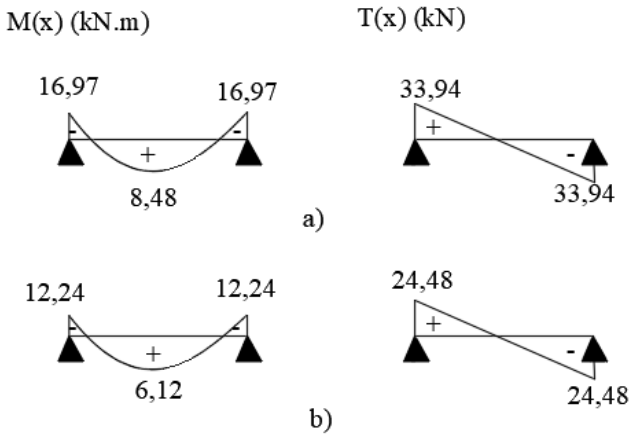


Figure III.17: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.19 : Ferraillage de la poutre palière.

position	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{tendue\ min}$ (cm^2) CBA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totale\ min}$ (cm^2) RPA	Obs
En travée	8,48	0,90	0,00	0,75	3HA10=2,36	3,75	CV
En appuis	16,97	1,84	0,00	0,75	3HA10=2,36		CV

Tableau III.20 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
25x30	**Travée**	6,12	2,36	0	2,26	21,50	CV
	Appui	12,24	2,36	0	4,52	42,90	CV

Tableau III.21 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière.

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	33,94	0,49	3,3	CV

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.6 :

Tableau III.22 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm²	τ_U **MPa**	**CBA 93 (cm)**			**RPA 99 (cm)**			**S_t adopté**		**A_t(cm²)**	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
25x30	0,49	24,75	24,75	24,75	7,5	15,00	24,8	7	15	4 Φ 8	0,75

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad cv$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10}\frac{15{,}64}{18{,}45} = 0{,}085 \qquad cv$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{0{,}90}{25 \times 27{,}5} = 0{,}0013 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \qquad cv$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions sont vérifiées.



CHAPITRE IV :

Etude dynamique

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

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

IV.2. caractéristique dynamique de la structure

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

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

IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment .

(poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Avec :

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

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

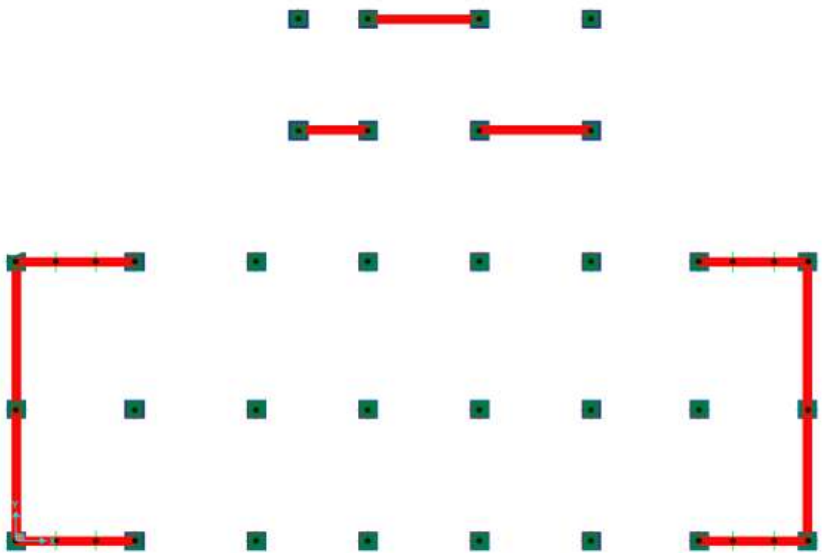
Pour les voiles : $I_i = \frac{L \times e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e \times L^3}{12}$

Avec :

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

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

Vue 2D :



Vue 3D :

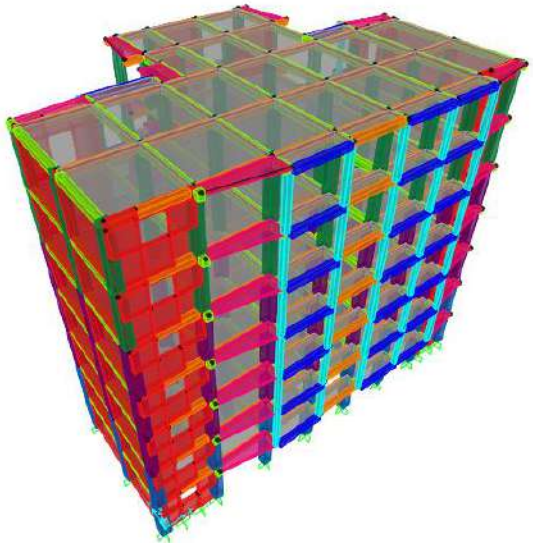


Figure IV.1: Disposition des voiles

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

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

Niveau (m)	**centre de Masse**			**centre de torsion**			
	Poids w (kN)	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**X_R (m)**	**Y_R (m)**	**$\sum I_x$ (m^4)**	**$\sum I_y$(m^4)**
3,06	6476,538	12,068	6,326	12,374	7,463	6,936E+004	2,068E+005
6,12	6612,272	12,005	6,201	12,309	6,809	6,936E+004	2,068E+005
9,18	6633,663	11,881	6,153	12,275	6,386	6,936E+004	2,068E+005
12,24	6587,067	11,879	6,147	12,249	6,100	6,936E+004	2,068E+005
15,30	6545,702	11,877	6,140	12,227	5,900	6,936E+004	2,068E+005
18,36	6504,699	11,874	6,135	12,207	5,747	6,936E+004	2,068E+005
21,42	3598,660	12,059	6,226	12,187	5,622	6,936E+004	2,068E+005

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_G - X_t|$; $e_y = |Y_G - Y_t|$

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité théorique (statique).

Etage	X_R (m)	Y_R (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	12,374	7,463	12,068	6,326	0,306	1,137
1er	12,309	6,809	12,005	6,201	0,304	0,608
2ème	12,275	6,386	11,881	6,153	0,394	0,233
3ème	12,249	6,100	11,879	6,147	0,370	0,047
4ème	12,227	5,900	11,877	6,140	0,350	0,240
5ème	12,207	5,747	11,874	6,135	0,333	0,388
6ème	12,187	5,622	12,059	6,226	0,128	0,604

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : (Art. 4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion 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. $Ex = 0{,}05.Lx$; $Ey = 0{,}05.Ly$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Calcul d'excentricité accidentelle

Etage	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
RDC	23,4	17	1,17	0,85
1 er	23,4	17	1,17	0,85
2 éme	23,4	17	1,17	0,85
3 éme	23,4	17	1,17	0,85
4éme	23,4	17	1,17	0,85
5éme	23,4	17	1,17	0,85
6éme	23,4	17	1,17	0,85

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

Tableau IV.4 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	*Excentricité suivant X*			*Excentricité suivant Y*		
	$\mathbf{E_X(m)}$	$\mathbf{E_{adm}(m)}$ **15 %.Lx**	$\mathbf{E_X \leq E_{adm}}$	$\mathbf{E_Y(m)}$	$\mathbf{E_{adm}(m)}$ **15 %.Ly**	$\mathbf{E_X \leq E_{adm}}$
3,06	0,306	3,51	Oui	1,137	2,55	Oui
6,12	0,304	3,51	Oui	0,608	2,55	Oui
9,18	0,394	3,51	Oui	0,233	2,55	Oui
12,24	0,370	3,51	Oui	0,047	2,55	Oui
15,30	0,350	3,51	Oui	0,240	2,55	Oui
18,36	0,333	3,51	Oui	0,388	2,55	Oui
21,42	0,128	3,51	Oui	0,604	2,55	Oui

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.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. Introduction

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

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

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v21.2.0 ».

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

IV.3.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v21.0.2 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

c) Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=4

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau IV.5 : Facteur de qualité.

Critère (q)	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,10		0,10	
Q	1,10		1,10	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique

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

1- Analyse modale.

1-1 Comportement modal.

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

2- Analyse statique et dynamique.

2-1 Stabilité de la structure.

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

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

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

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ.

2-2 Résistance des éléments .

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

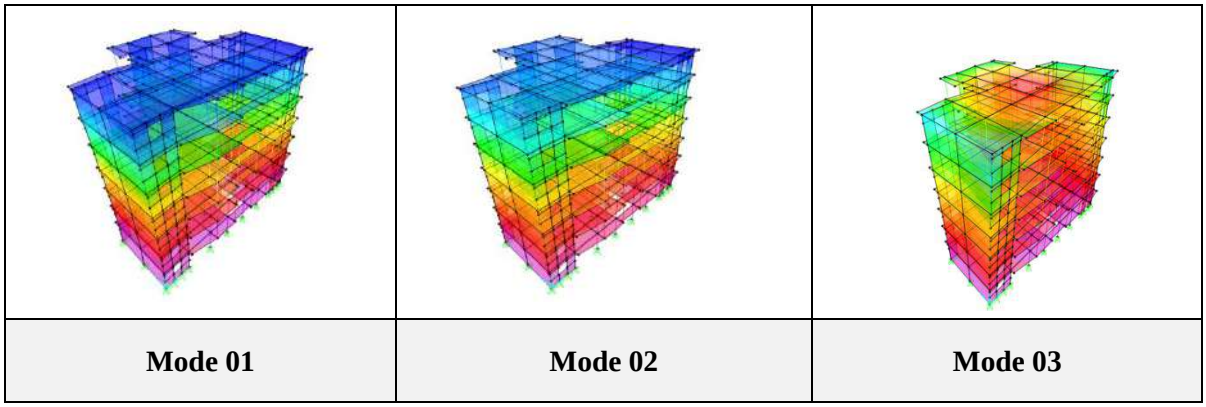
2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

1. Analyse modale

1.1 Comportement modal

Tableau IV.6 : Le comportement des trois modes

Modes	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Cas
01	68,30	0,00	0,04	Translation suivant X
02	0,00	72,18	0,11	Translation suivant Y
03	0,00	0,15	70,49	Rotation autour de l'axe Z



Mode 01	Mode 02	Mode 03

Figure IV.2 : Le comportement des trois premiers modes

1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [Art4.3.4.a] .

Tableau IV.7 : Coefficient de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,463	68,297	0,004	0,061
2	0,277	68,301	72,187	0,169
3	0,187	68,302	72,336	70,654
4	0,115	88,584	72,337	70,654
5	0,087	88,584	72,337	70,654
6	0,085	88,586	72,366	70,656
7	0,082	88,587	73,648	70,658
8	0,081	88,588	89,329	70,685
9	0,080	88,588	90,006	70,736
10	0,080	88,590	91,842	70,744
11	0,079	88,590	91,947	70,746
12	0,077	88,590	92,003	70,763
13	0,077	88,593	92,025	70,771
14	0,076	88,594	92,162	70,796
15	0,074	88,594	92,164	70,797
16	0,071	88,595	92,174	70,802
17	0,071	88,596	92,190	70,819
18	0,067	88,597	92,190	70,883
19	0,066	88,597	92,195	70,901
20	0,059	88,878	92,207	86,690
21	0,058	88,896	92,213	89,502
22	0,054	94,610	92,217	91,105

La structure a dissipé moins de 90% de l'énergie stockée au 22 mode avec un temps égale à T=2,36 s

1- Analyse statique et dynamique :

2.1 Stabilité de la structure

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

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

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

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0{,}5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L_x}} \Rightarrow T_x = 0{,}395\ sec \quad , \quad T_y = 0{,}478\ sec$$

$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.10$

W : Poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \; W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \; \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \; W =$46333,583 kN

Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0,25	2,20	2,20	1,10	1,10	4	46333,583	7007,95	7007,95

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

direction	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0.8}$
Sens X	7007,95	5746,071	0,81	CV
Sens Y	7007,95	6059,306	0,86	CV

2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$

Avec :

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

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

Avec :

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

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

Le moment de stabilité égale à :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

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

On a: $T_x = 0.507\ sec$, $T_y = 0.553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

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

Niveau(m)	Wi (kN)	Wi×hi	F_{ix}	F_{iy}	M_{Rx}	M_{Ry}	M_{Sx}	M_{sy}
3.06	6476,538	19818,21	176,75	177,12	540,84	542,00	78158,86	40970,58
6.12	6612,272	40467,10	360,90	361,67	2208,72	2213,44	79380,33	41002,70
9.18	6633,663	60897,03	543,10	544,26	4985,69	4996,35	78814,55	40816,93
12.24	6587,067	80625,70	719,05	720,59	8801,19	8820,01	78247,77	40490,70
15.30	6545,702	100149,24	893,17	895,08	13665,50	13694,72	77743,30	40190,61
18.36	6504,699	119426,27	1065,09	1067,37	19555,05	19596,87	77236,80	39906,33
21.42	3598,660	77083,30	687,46	688,93	14725,37	14756,86	43396,24	22405,26
Somme		498466,85	4445,52	4455,03	64482,36	64620,26	512977,84	265783,10

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{512977{,}84}{64482{,}36} = 7{,}95 \geq 1{,}5 \quad (\text{CV}) \quad ; \quad \frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{265783{,}10}{64620{,}26} = 4{,}11 \geq 1{,}5 \quad (\text{CV})$$

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

2.1.3 Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_{ek}: Déplacement dû au force sismique ; R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$ Avec h_e : La hauteur d'étage k

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

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
3,06	3,06	0,08	0,32	0,32	3,06	Ok
6,12	3,06	0,23	0,92	0,6	3,06	Ok
9,18	3,06	0,44	1,76	0,84	3,06	Ok
12,24	3,06	0,67	2,68	0,92	3,06	Ok
15,30	3,06	0,93	3,72	1,04	3,06	Ok
18,36	3,06	1,18	4,72	1,00	3,06	Ok
21,42	3,06	1,42	5,68	0,96	3,06	Ok

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
3,06	3,06	0,05	0,20	0,20	3,06	Ok
6,12	3,06	0,12	0,48	0,28	3,06	Ok
9,18	3,06	0,20	1,52	0,32	3,06	Ok
12,24	3,06	0,29	1,16	0,36	3,06	Ok
15,30	3,06	0,38	1,52	0,36	3,06	Ok
18,36	3,06	0,47	1,88	0,36	3,06	Ok
21,42	3,06	0,55	2,20	0,32	3,06	Ok

2.1.4 vérification de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}10$$

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

- Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$, Les effets P-W peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3,06	6476,54	0,32	0,20	228,45	240,91	306	0,0296	0,0176	CV
6,12	6612,27	0,60	0,48	466,48	491,91	306	0,0278	0,0123	CV
9,18	6633,66	0,84	0,80	701,99	740,26	306	0,0259	0,0094	CV
12,24	6587,07	0,92	1,16	929,41	980,08	306	0,0213	0,0079	CV
15,30	6545,70	1,04	1,52	1154,47	1217,40	306	0,0193	0,0063	CV
18,36	6504,70	1,00	1,88	1376,69	1451,73	306	0,0154	0,0053	CV
21,42	3598,66	0,96	2,20	888,58	937,02	306	0,0127	0,0040	CV

2. 2 Résistance des éléments

2.2.1 Vérification de cisaillement des éléments

a) Les poutres :

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

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

Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u(kN)	Combinaison	τ(MPa)	Type de situation	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X35	258,107	ELU	2,65	durable	3,33	vérifier
Poutres secondaires	30X30	93,469	ACC	1,13	accidentelle	3.26	vérifier
Chainage	30X30	39,222	ACC	0,48	accidentelle	3,26	vérifier

b) Les voiles :

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

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile. ; d = 1.9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (MPa)	[τ](MPa)	vérification
suivant x	25	320	1069,85	1,49	5,00	vérifiée
	25	350	1263,97	1,61	5,00	vérifiée
	25	320	1069,85	1,49	5,00	vérifiée
	25	350	1109,24	1,41	5,00	vérifiée
	25	330	889,74	1,20	5,00	vérifiée
	25	205	462,30	1,00	5,00	vérifiée
	25	330	880,80	1,19	5,00	vérifiée
suivant y	25	400	1494,63	1,66	5,00	vérifiée
	25	450	1713,90	1,69	5,00	vérifiée
	25	450	1578,53	1,56	5,00	vérifiée
	25	400	1367,29	1,52	5,00	vérifiée

2.2.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0{,}3$

N_d: Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit

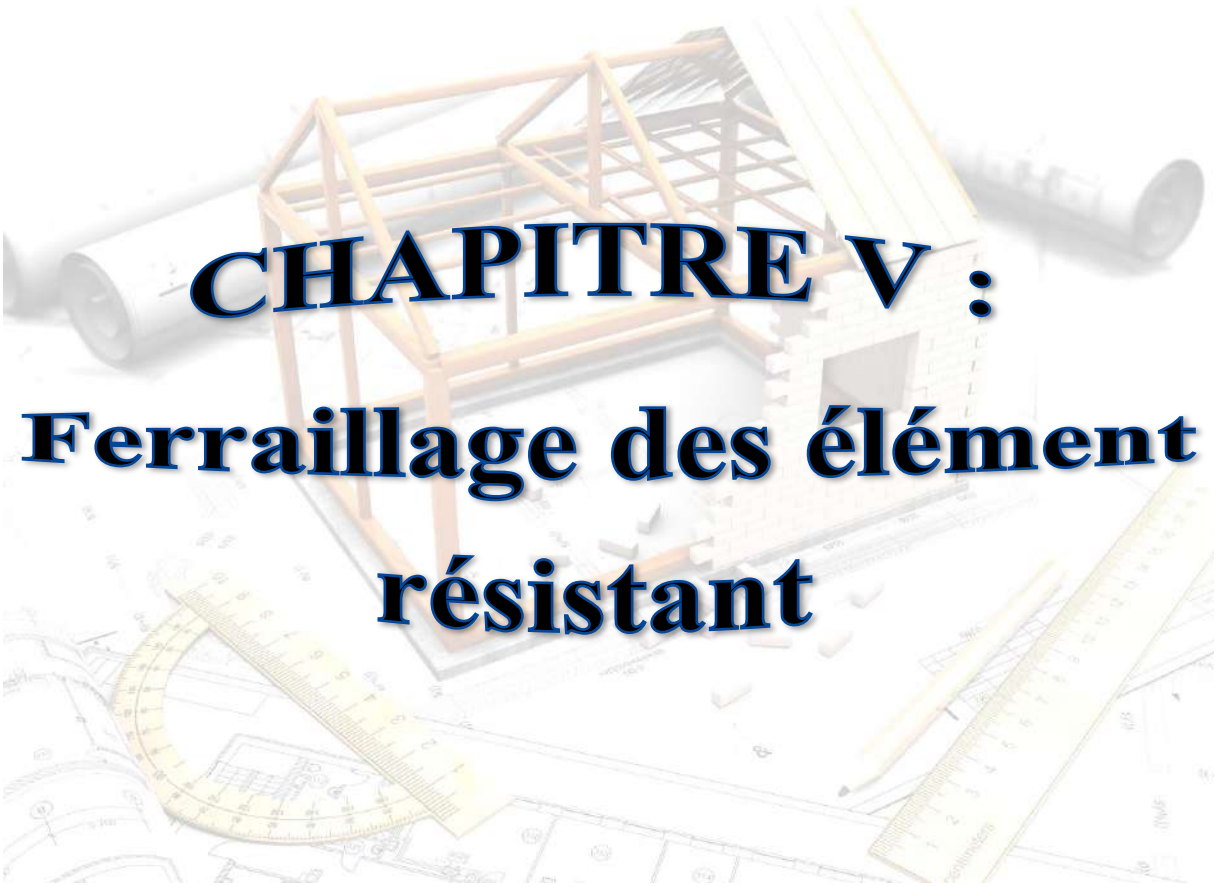
Niveau	b(cm)	h(cm)	N (kN)	B_c (mm^2)	combinaison	fc_{28} (Mpa)	γ (Mpa)	ν	vérification
6éme	35	35	164,514	108900	G+Q-Edx	25	0,06	0,3	vérifiée
5éme	40	40	449,097	144400	G+Q+Edx	25	0,12	0,3	vérifiée
4éme	40	40	740,629	144400	G+Q-Edx	25	0,21	0,3	vérifiée
3éme	45	45	1035,554	184900	G+Q+Edy	25	0,22	0,3	vérifiée
2éme	45	45	1333,007	184900	G+Q-Edy	25	0,29	0,3	vérifiée
1ier	50	50	1635,888	230400	G+Q-Edy	25	0,28	0,3	vérifiée
RDC	55	55	1943,857	280900	0,8G-Edx	25	0,28	0,3	vérifiée

IV.4. Conclusion :

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

Tableau IV.17 : Dimensions finales des éléments.

éléments		Section
Poutres principales		30x35
Poutres secondaires		30x30
Chainage		30x30
Voile de contreventement		ep=25
Poteaux	**6éme étage**	35 x 35
	5éme, 4éme étage	40 x 40
	3éme, 2éme étage	45 x 45
	1ier étage	50 x 50
	RDC	55 x 55



CHAPITRE V :

Ferraillage des élément résistant

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93

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

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G+ Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

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

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

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

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

élément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	$A_{travé}$ (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A_{appui} (cm^2)
Poutres principales	30x35	66,93	1.35G + 1.5Q	6,71	-88,72	1.35G + 1.5Q	8,87
Poutres secondaires	30x30	/	/	/	-73,12	G+Q±E	7,40

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

élément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$A_{travée}$ (cm^2)	A_{appui} (cm^2)	$A_{travée}(cm^2)$	$A_{appui}(cm^2)$
	6,71	8,87	$3HA12 + 3_{CH}HA12 = 6,79$	$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 9,24$
Poutres secondaires	$A_{travée}, A_{appui}$ (cm^2)		$A_{travée}, A_{appui}(cm^2)$	
	7,40		$3HA14 + 3_{CH}HA12 = 8,01$	

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS

élément	section	position	M_{ser}	σ_b	σ_s	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Poutres principales	30 x 35	**Travée**	49,10	6,80	/	CV	/
		Appui	-65,06	8,90	/	CV	/
Poutres secondaires	30 x 30	**Appui**	-19,57	3,9	100,5	CV	CV

- ✓ **Section minimale :**

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

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

Tableau V.4 : Vérification de section d'armatures

élément	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$\mathbf{A_a(cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{tmin}(cm^2)}$	Vérification
Poutres principales	11,41	12,63	5,25	1,05	CV
Poutres secondaires	4,62	8,01	4,50	0,90	CV

V.2.1.2. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

Tableau V.5 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres

élément	*1ier condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0,31	0,62	CNV	0,31	0,08	CV	0,011	0,01	CV
Poutres secondaires	0,14	0,62	CNV	0,14	0,08	CNV	0,097	0,01	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres principales et poutre secondaire.

élément	L (m)	A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
Poutre principale	1,10	11,40	-65,06	0,50	2,20	CV
Poutre secondaire	2,05	4,62	-19,57	0,50	4,10	CV

V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	Section	$V_{max}(kN)$	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x35	199,11	$G + Q + E_y$	2,04	3,26	CV
Poutres secondaires	30x30	-93,46	$G + Q - E_x$	1,13	4,34	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres

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

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

Tableau V.8 : La section d'armatures transversales

élément	section	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisis}$ (cm²)
		S_t (cm)	A_t cm²	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t cm²	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
Poutres principales	30x35	29,25	0,88	8,75	17,50	0,78	10	15	4HA8=2,01
Poutres secondaires	30x30	24,75	0,74	7,50	15	0,67	10	15	4HA8=2,01

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

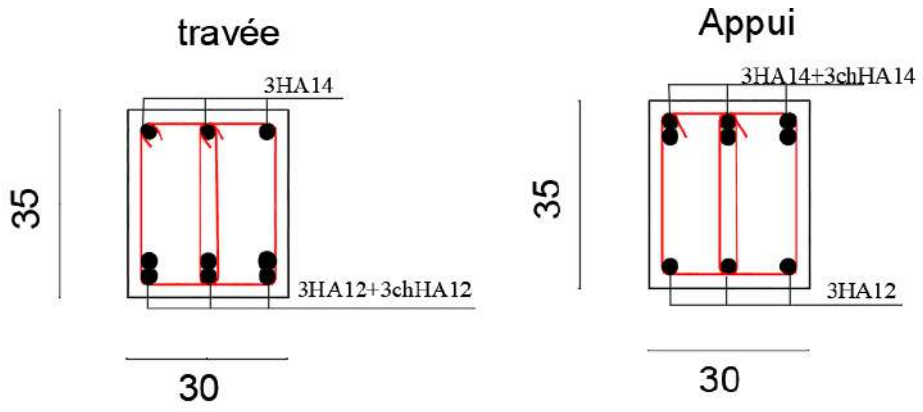


Figure V.1 : ferraillage des poutres principales.

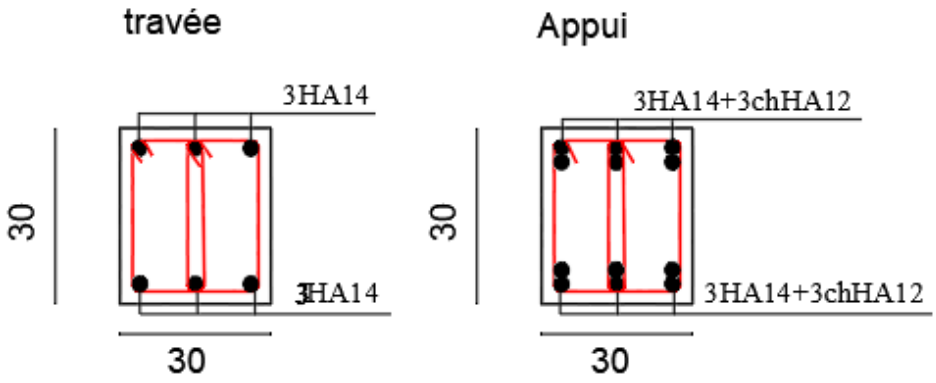


Figure V.2 : ferraillage des poutres secondaires.

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales , Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1 Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par un mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{b \times h} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

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

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

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

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

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

- Nmax ⟶ Mcorr
- Nmin ⟶ Mcorr
- Mmax ⟶ Ncorr

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

Tableau V.9 : La section d'armatures des poteaux.

Niveau	Section (cm^2)	cas	N (kN)	M (kN.m)	combinaison	A_{cal} (cm^2)		$A_{cal\ Tot}$ (cm^2)	A_{min} RPA cm^2)	A adopté (cm^2)
						A_{sup}	A_{inf}			
6éme	35x35	N_{max} --> M_{corr}	-222,83	5,57	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	11,02	8HA14= 12,32 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	*-98,969*	51,31	G+Q+Edx	0	3			
		N_{min} --> M_{corr}	*35,135*	23,19	0.8G+Edx	0	2,35			
5éme	40x40	N_{max} --> M_{corr}	*-609,85*	7,50	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	14,4	8HA14+2HA12 =14,58 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	*-342,72*	61,20	G+Q+Edx	0	0,07			
		N_{min} --> M_{corr}	*45,11*	27,93	0.8G+Edx	0	2,55			
4éme	40x40	N_{max} --> M_{corr}	-1009,21	5,90	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	14,4	12HA14 = 18,47cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	-594,25	53,40	G+Q+Edx	0	0			
		N_{min} --> M_{corr}	56,95	26,51	0.8G+Edx	0	2,61			
3éme	45x45	N_{max} --> M_{corr}	-1413,82	7,16	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	18,22	4HA16+8HA14 =20,36 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	-852,70	66,19	G+Q+Edx	0	0			
		N_{min} --> M_{corr}	72,75	34,43	0.8G+Edx	0	3,07			
2éme	45x45	N_{max} --> M_{corr}	-1820,40	5,23	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	18,22	4HA16+8HA14 =20,36 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	-1183,29	53,05	G+Q-Edx	0	0			
		N_{min} --> M_{corr}	79,99	24,65	0.8G+Edx	0	2,57			
1er	50x50	N_{max} --> M_{corr}	-2234,10	5,55	G+Q-Edx	0	0	6HA12 =6,79	22,50	12HA16 = 24,13 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	-1460,73	54,60	G+Q-Edx	0	0			
		N_{min} --> M_{corr}	73,35	20,67	0.8G+Edx	0	2,1			
RDC	55x55	N_{max} --> M_{corr}	-2654,57	2,73	1.35G+1.5Q	0	0	6HA12 =6,79	27,23	4HA20+8HA16 = 28,65 cm^2
		M_{max} --> N_{corr}	-1280,19	65,52	G+Q+Edx	0	0			
		N_{min} --> M_{corr}	39,72	4,25	0.8G+Edx	0.2	0,72			

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.10 :Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	Section	cas	N (kN)	M (KN.m	Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
6éme	**35x35**	N_{max} -->M_{corr}	-163,41	3,96	Peu nuisible	1,6	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-109,13	15,54	Peu nuisible	2,7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-28,62	6,93	Préjudiciable	1,1	14,1	15	201,63	Vérifiée
5éme	**40x40**	N_{max} --> M_{corr}	-445,43	5,44	Peu nuisible	2,94	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-356,09	13,91	Peu nuisible	3,11	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-118,80	8,56	Préjudiciable	1,.3	18,9	15	201,63	Vérifiée
4éme	**40x40**	N_{max} -->M_{corr}	-736,49	4,28	Peu nuisible	4,5	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-609,17	11,27	Peu nuisible	4,3	/	15	201,63	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-213,48	7,36	Préjudiciable	1,2	19,7	15	201,63	Vérifiée
3éme	**45x45**	N_{max} -->M_{corr}	-1031,43	5,19	Peu nuisible	4,7	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-867,07	13,31	Peu nuisible	4,5	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-310,19	9,71	Préjudiciable	1,9	27,5	15	201,63	Vérifiée
2éme	**45x45**	N_{max} -->M_{corr}	-1327,81	3,79	Peu nuisible	5,9	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-1134,20	9,95	Peu nuisible	5,4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-412,58	8,19	Préjudiciable	2,2	32,9	15	201,63	Vérifiée
1er	**50x50**	N_{max} -- M_{corr}	-1629,46	4,03	Peu nuisible	5,9	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -- N_{corr}	-1409,26	10,47	Peu nuisible	5,4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} --> M_{corr}	-517,89	10,23	Préjudiciable	2,3	33,3	15	201,63	Vérifiée
RDC	**55x55**	N_{max} -- M_{corr}	-1936,11	1,99	Peu nuisible	5,6	/	15	/	Vérifiée
		M_{max} -->N_{corr}	-1696,15	7,43	Peu nuisible	5,1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min} ->M_{corr}	-629,27	8,74	Préjudiciable	2,1	30,9	15	201,63	Vérifiée

V.3.2 Détermination des armatures transversales

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec:

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h - c).

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit $\bar{\tau}$:

RPA 99 (Art 7.4.3.2)

La contrainte admissible est : $\bar{\tau} = \rho_d . f_{c28} \begin{cases} \rho_d = 0{,}075 \; si \; \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 \; si \; \lambda < 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; $L_f = 0{,}7 . L_0$: la longueur de flambement ; $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: le rayon de giration

I : moment d'inertie du poteau.

S : section du poteau.

Selon le CBA93

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}\text{u} = Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; 5\text{MPa}\right] = \begin{cases} \bar{\tau}\text{u} = 3{,}35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}\text{u} = 4{,}34\text{MPa} \rightarrow \text{situation accidental} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}\text{u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; 4\text{MPa}\right] = \begin{cases} \bar{\tau}\text{u} = 2{,}50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}\text{u} = 3{,}26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidental} \end{cases}$$

Tableau V.11 :Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	**Combinaison**	**Vu (KN)**	λ	ρ_d	τ**u (MPa) RPA**	τ**u (MPa) CBA**	$\bar{\tau}$**u (MPa)**	$\tau u \leq \bar{\tau} u$
35x35	G+Q+E_{dx}	30,86	21,20	0,075	1,875	0,271	4,34	CV
40x40	G+Q-E_{dx}	39,03	18,55	0,075	1,875	0,260	4,34	CV
45x45	G+Q-E_{dx}	43,04	16,48	0,075	1,875	0,225	4,34	CV
50x50	G+Q-E_{dx}	56,05	14,84	0,075	1,875	0,134	4,34	CV
55x55	G+Q+E_{dx}	50	13,49	1,075	26,875	0,095	5,34	CV

V.3.4.b Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par **CBA93 [Art A.5.1.2.3]**

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right]$$

$A_t = n_t . a_t$:avec $n_t$est le nombre des barres transversales.

$S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{er}}{\gamma_s}}{b_0(\tau - 0{,}3 \times f_{t28} \times K}$ Dans le cas de la flexion composée K=1+3$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

$S_t \leq \text{Min}[0{,}9d; 40cm]$; $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

Selon le RPA99 version 2003 : ([Art 7.4.2.2]) ; $S_t = \frac{h.f_e.A_t}{\rho.v_u}$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau)

$\lambda g = \frac{l_f}{a}$; $\rho_a =$ 2.50 si $\lambda g \geq 5$; $\rho_a = 3.75$ si $\lambda g < 5$

S_t: est l'espacement des armatures transversales

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

Tableau V.12 : La section d'armatures transversales des poteaux

Section	Vu kN	A_t cm²	λg	ρ_a	St cal cm	Zone	St f cm	A choisie Cm²
35x35	30,86	2,01	6,12	2,5	36,47	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8
40x40	39,03	2,01	5,36	2,5	32,95	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8
45x45	43,04	2,01	4,76	3,75	22,41	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8
50x50	56,05	2,01	4,28	3,75	19,12	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8
55×55	50	2,01	3,89	3,75	23,58	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8

V .3.2.1.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2]

Tableau V.13 :Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section (cm²)	Zone	$\frac{A_t}{S_t b_1}\%$	$\frac{A_t}{S_t b_1} \geq 0.3\%$
35x35	courante	0,06	Vérifiée
	nodale	0,07	Vérifiée
40x40	courante	0,06	Vérifiée
	nodale	0,08	Vérifiée
45x45	courante	0,06	Vérifiée
	nodale	0,09	Vérifiée
50x50	courante	0,06	Vérifiée
	nodale	0,10	Vérifiée
55x55	courante	0,06	Vérifiée
	nodale	0,11	Vérifiée

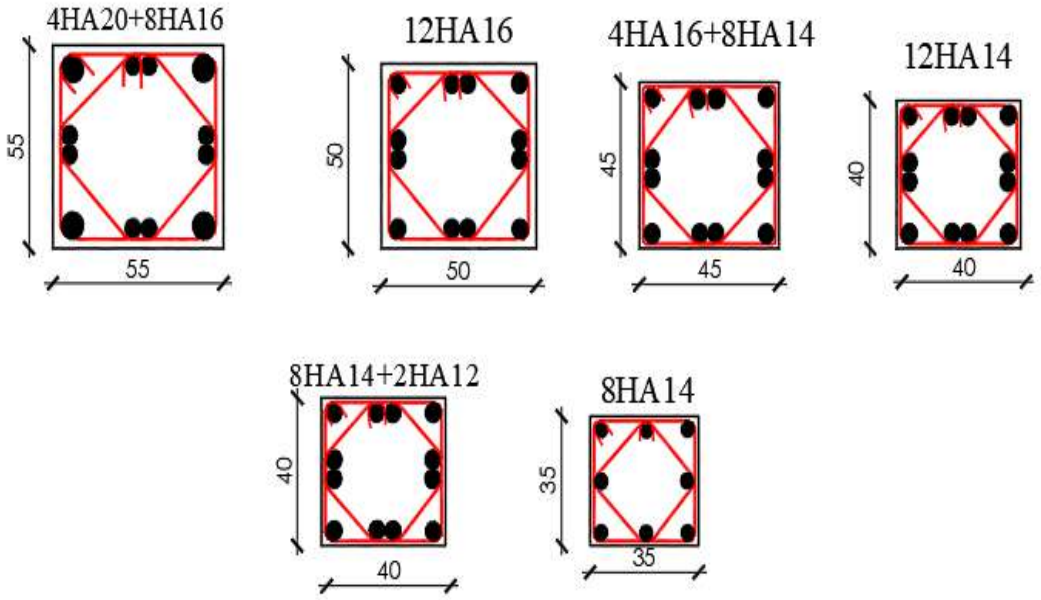


Figure V.3 : ferraillage des Poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins) la méthode exposée en (Annexe F), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales d'un voile plein .

Niveau	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	L_c (m)	N_t (KN)	A_{vt} (cm^2)	cas
6éme	4,5	141,31	264,79	-280,92	0,8G-Ey	-0.26	0,54	1,29	2,71	41,21	1,03	S.P.C
5éme	4,5	356,64	815,31	-636,32	0,8G-Ey	-0,87	1,58	1,42	2,58	153,42	3,84	S.P.C
4éme	4,5	409,2	1319,1	-900,94	0,8G-Ey	-1,57	2,39	1,59	2,41	311,22	7,78	S.P.C
3éme	4,5	372.48	1742,9	-1087,6	0,8G-Ey	-2,24	2,99	1,72	2,28	480,60	12,01	S.P.C
2éme	4,5	261,64	2206	-1260,9	0,8G-Ey	-3,05	3,57	1,84	2,16	701,61	17,54	S.P.C
1er	4,5	41,42	2647,6	-1378	0,8G-Ey	-3,93	4,01	1,98	2,02	972,23	24,31	S.P.C
RDC	4,5	-307,46	3071,6	-1325,8	0,8G-Ey	-4,91	4,30	2,13	1,87	1310,71	32,77	S.P.T

Tableau V.15 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Niveau	L (m)	A_{vt} (cm^2)	$A_{t\,min}$RPA (cm^2)	$A_{t\,min}$CBA (cm^2)	A_{ptx} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{t\,choisi}$ (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)
6éme	4,5	1,03	9,99	1,41	12,32	15	18HA8=9,05	70HA12=79,17
5éme	4,5	3,84	11,43	0,00	16,84	15	18HA8=9,05	70HA12=79,17
4éme	4,5	7,78	12,23	0,00	18,47	15	18HA10=14,14	70HA12=79,17
3éme	4,5	12,01	12,86	0,00	20,36	15	18HA10=14,14	70HA12=79,17
2éme	4,5	17,54	13,25	0,00	20,36	15	18HA10=14,14	70HA12=79,17
1er	4,5	24,31	13,65	0,00	24,13	15	18HA12=20,36	70HA12=79,17
RDC	4,5	32,77	14,17	0,00	28,65	15	19HA12=21,49	70HA12=79,17

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS

à l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton .

Tableau V.16 :Vérification des contraintes des voiles .

Niveau	a (mm)	h (m)	L (m)	N (kN)	M_x (kN.m)	T_x (kN)	cas	σ (max)	σ (min)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$
6éme	25	3,06	4,5	287,82	24,15	231,06	S.P.C	0,284	0,227	0,284	15
5éme	25	3,06	4,5	643,33	85,97	661,13	S.P.C	0,67	0,47	0,67	15
4éme	25	3,06	4,5	1014,05	78,91	990,88	S.P.C	0,99	0,80	0,99	15
3éme	25	3,06	4,5	1323,70	89,77	1233,83	S.P.C	1,28	1,07	1,28	15
2éme	25	3,06	4,5	1654,91	69,90	1467,51	S.P.C	1,55	1,38	1,55	15
1er	25	3,06	4,5	1880,57	89,34	1642,7	S.P.T	1,77	1,56	1,77	15
RDC	25	3,06	4,5	2058 ,64	53,55	1626,67	S.P.T	1,89	1,76	1,89	15

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.17 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles

Niveau	a (mm)	h (m)	T (Mpa)	Type de fissuration	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$ (Mpa)
6éme	25	2,71	231,06	préjudiciable	0,32	5	CV
5éme	25	2,71	661,13	préjudiciable	0,91	5	CV
4éme	25	2,71	990,88	préjudiciable	1,37	5	CV
3éme	25	2,71	1233,83	préjudiciable	1,71	5	CV
2éme	25	2,71	1467,51	préjudiciable	2,03	5	CV
1er	25	2,71	1642,70	préjudiciable	2,21	5	CV
RDC	25	2,71	1626,67	préjudiciable	2,25	5	CV

V.4.1.4 Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h)disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Tableau V.18 : La section d'armatures horizontales des voiles

Niveau	he (cm)	Av (cm^2)	2/3Avch (cm^2)	0,15% (a×he) (cm^2)	A_h (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	$A_{globale}$ (cm^2)	S_t (cm)
6éme	2,71	12,06	8,04	10,16	10,38	18HA8=9,05	30HA8=15,08	15
5éme	2,71	13,06	8,70	10,16	10,38	18HA8=9,05	30HA8=15,08	15
4éme	2,71	21,98	14,65	10,16	10,38	18HA8=9,05	30HA8=15,08	15
3éme	2,71	23,55	15,70	10,16	16,22	19HA8=9,55	36HA8=18,10	15
2éme	2,71	36,17	24,11	10,16	24,11	18HA10=14,14	36HA10=28,27	15
1er	2,71	43,10	28,73	10,16	28,64	19HA10=14,92	38HA10=29,85	15
RDC	2,71	43,10	28,73	10,16	28,64	19HA10=14,92	38HA10=29,85	15

V.4.1.5 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile **(RPA Art 7.7.4.3)**.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

Tableau V.19 : La section d'armatures transversale des voiles

Niveau	a (cm)	he (cm)	L (m)	$A_{t\ cal}$ (cm^2)	$A_{t\ choisis}$ (cm^2)
6éme	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
5éme	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
4éme	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
3éme	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
2éme	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
1er	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13
RDC	25	2,71	4,5	12,20	48HA8=24,13

V.4.2 Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple

Des aciers longitudinauxA_l.

- Des aciers transversauxA_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long $S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$

Linteau court $S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$; $V = \min(V_1 ; V_2)$; $V_2 = 2 * V_u$; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression

Aciers diagonales

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \quad ; \quad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales : $(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$

b) Armatures transversales

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b \times s$$

c) Armatures de peau : $A_c \geq 0.002 \times b \times h$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.20 : Choix de la méthode de calcul.

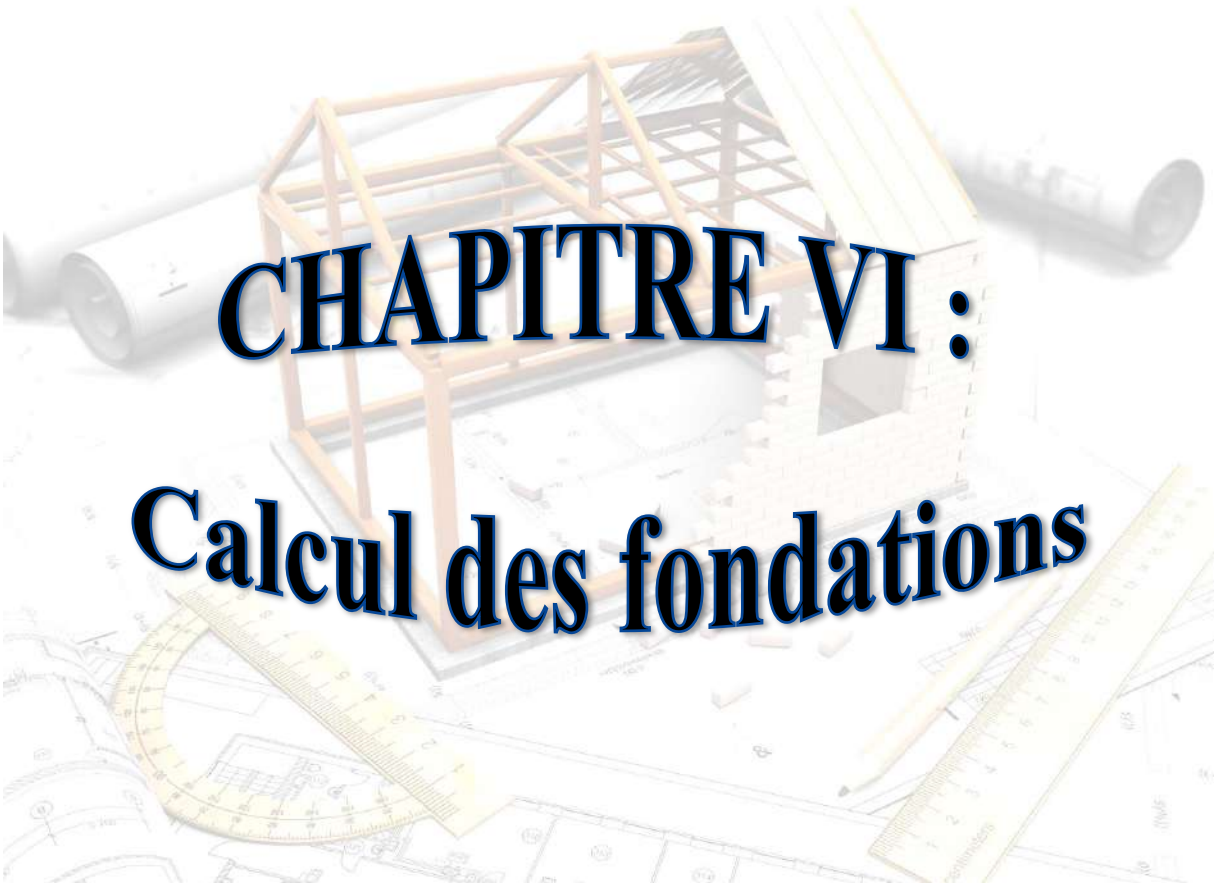
Niveau	L(m)	V(kN)	τ(MPa)	$0.06 f_{c28}$	Choix de la méthode
RDC	1,20	1023,22	3,54	1,50	Traction/Compression
1 er		1019,24	3,52		Traction/Compression
2 éme		930,28	3,22		Traction/Compression
3 éme		781,74	2,70		Traction/Compression
4 éme		598,06	2,07		Traction/Compression
5 éme		369,57	1,28		Flexion simple
6 éme		70,21	1,09		Flexion simple

Tableau V.21 : La section d'armatures des linteaux.

Niveau	Armatures longitudinales				Armatures transversales					
	M (kN. m)	Z (cm)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm	V (kN)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
RDC	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	3	10	5,01	1,20	0,94	2HA10= 1,57
1er	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	3	10	4,75	1,20	0,94	2HA10= 1,57
2 éme	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	3	10	3,90	1,20	0,94	2HA10= 1,57
3 éme	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	3	10	3,78	1,20	0,94	2HA10= 1,57
4 éme	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	3	10	3,14	1,20	0,94	2HA10= 1,57
5 éme	0,18	35	6,75	2×3HA12 =6,78	0,67	10	2,98	1,20	0,94	2HA10= 1,57
6 éme	2,15	35	0,22	2×2HA10 =3,14	0,67	15	2,63	1,20	1,57	2HA10= 1,57

Tableau V.22 : La section calculée d'armatures des linteaux.

Niveau	V (kN)	$A_D(cm^2)$	$A_{D\,choisis}(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
RDC	1023,22	15,03	2×7HA12=15,83	2HA10=1,57	2×9HA10=14,13
1	1019,24	15,31	2×7HA12=15,83	2HA10=1,57	2×9HA10=14,13
2	930,28	13,98	2×7HA12=15,83	2HA10=1,57	2×9HA10=14,13
3	781,74	11,74	2×6HA12=13,57	2HA10=1,57	2×9HA10=14,13
4	598,06	8,98	2×6HA10=9,42	2HA10=1,57	2×9HA10=14,13
5	369,57	/	/	2HA10=1,57	/
6	70,21	/	/	2HA10=1,57	/



CHAPITRE VI :

Calcul des fondations

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments en béton armé constituant la partie inférieure de la structure (infrastructure). Elles transmettent au sol les effets :

des charges permanentes ; des charges d'exploitation ; des actions sismiques.

VI.2. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire (BEN ABDI AHMED – BET STABILITE DES SITES MECANIQUES DES SOLS ET GEOTECHNIQUES) .exposée en (Annexe G)

D'après l'étude géotechnique, on a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Capacité portante admissible du sol σ_s **=2 bars**
- ✓ Profondeur d'ancrage **D=2m** par rapport au terrain naturel.

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas utiles dans notre cas , car Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes croisée.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

La réduction des tassements différentiels ; La facilité de l'exécution.

VI.4. semelle filante croisée

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- ✓ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- ✓ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ✓ Non poinçonnement.



(a) sous poteaux (b) sous voiles

Figure VI.1 : (a) et (b) Schéma d'une semelle filante .

VI.5. Dimensionnement des semelles filantes

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle filante croisée.
- ✓ La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

a) Transversalement

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre : $A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$

Une fois A. déterminée, en fonction des valeurs $N\ et\ M_b$, on déterminera si la répartition de la contrainte du sol est trapézoïdale ou triangulaire, puis on détermine la largeur B de la semelle.

On déterminera ensuite la hauteur utile « d » et la hauteur totale « h » de la semelle.

b) Longitudinalement

Les efforts pris en considération se limitent aux efforts normaux N_i, les moments n'aurait aucun effet à cause de la grande rigidité de la poutre de libage.

VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voile et sous poteau

Tableau IV.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	A (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ ml (KN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	d (cm)	c (cm)
Sous poteau	4,25	1935,94	967,97	1,60	1,80	35	34,2	3
Sous voile	4,50	2769,01	615,33	2,70	2,80	60	59,2	

VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes

Il faut vérifier que : $\sigma \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{P_{ser} + P_{semelle+}P_{amorce\ poteau} + P_{amorce\ voile} + P_{remblai}}{B_{ch} \times L}$$

VI.5.2.1. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile et sous Poteau

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau IV.2 : vérifications des contraintes des semelles filantes croisée à ELS .

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$P_{remblai}$	$P_{semelle}$	$P_{amorce\ voiles}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
Sous poteau	690,79	40,84	430,32	648	/	0,17	0,20	oui
Sous voile	764,26	6,83	64,17	56,70	247,50	0,19	0,20	oui

Tableau VI.3:Vérification de chevauchement entre les semelles filantes croisée.

L (m)	B(m)	$B_{choisie}$ (m)	$L - \frac{B - B_{choisis}}{2}$	$L - \frac{B - B_{choisis}}{2} > 50$
4,25	1,80	1,80	4,25	vérifiée
4,50	2,80	2,80	4,50	vérifiée

VI.5.3. Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles pour les deux directions.

VI.6. Ferraillage du semelle

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes:

- **Armatures principales :** $\boldsymbol{A = \frac{N(B-b)}{8\,d\,\sigma_s}}$**.**
- **Armatures de répartition :** $\boldsymbol{A_{rép} = \left[\frac{A(cm^2)}{4}\right] \times B(m)}$**.**

Avec :

σ_s = 348 MPa(en situation durable) ; σ_s = 202 MPa à l'ELS.

- **Semelles filantes sous voile**

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Armatures principales des semelles filantes sous voile.

semelle	Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	A_u / 1 ml (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
SF1	615,33	450,97	7HA14=10,78	7HA14=10,78	15

Tableau VI.5 : Armatures de répartition des semelles filantes sous voile

semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	6HA10=4,71	25

VI.6.1. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s=2,8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4}.\frac{f_e}{\tau_s} = 77{,}77\ cm \ ;\ l_s = 77{,}77\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{280}{4} = 70\ cm$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extremites et comportent des ancrages courbés (crochets).

- **Semelles filantes sous poteaux**

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	**L (m)**	**Nser (kN)**	**Nser (kN/ml)**	**b (cm)**	**B (m)**	**d (cm)**	**1,5×B (m)**	**h (cm)**
SF2	4,25	1935,94	455,51	55	1,80	35	2,7	40

- **Ferraillage transversale**

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles a l'ELU et a l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats.

Les armatures principales (transversales) A_b et les armatures de répartitions (longitudinales) $A_{rép}$ Avec ces espacements .

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : armatures transversale des semelles filantes sous poteaux

Semelle	**Nu (kN)**	**N_{ser} (kN)**	**M_u (kN.m)**	**M_{ser} (KN.m)**	**b (cm)**	**A (m)**	**B (m)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)/ml**	**esp**
SF2	2386,68	1935,94	16,87	12,35	55	4,25	1,80	7HA12=7,92	15

Tableau VI.8 : armatures de répartition des semelles filantes

semelle	**$A_{répartition}$ (cm^2)**	**Esp (cm)**
SF2	6HA12=6,79	20

VI.6.1. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τ_s=2,8 MPa.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4}.\frac{f_e}{\tau_s} = 42{,}85\ cm \ \ ;\ l_s = 77{,}77\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45\ cm$$

VI.7. Poutre de libage

VI.7.1.Dimensionnement

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant : $l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19 MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle
- hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.9 : Dimensionnement de la poutre de libage

élément	b(m)	L(m)	h(m)	l_e (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL	0,55	3,60	0,70	1,82	2,85	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m²).

Tableau VI.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

élément	ΣN (ELU) (kN)	ΣN (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Poutre de libage	6630,97	5031,75	16,70	385	376,70

VI.7.2.calcule des moments

Tableau VI.11 : Détermination des moments de la poutre de libage.

élément	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
Poutre de libage	-365,76	375,65	-357,70	367,37

VI.7.3.Calcul du ferraillage

VI.7.3.1 Armatures longitudinales

a) Calcul à l'ELU : La poutre de libage travail en flexion simple.

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 :Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	$A_{Choisie}$(cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Poutre de libage	Travée	375,65	65	17,7	4HA16+6_{CH}HA16	20,11 cm^2
	appui	365,76	65	16,6	4HA16+6_{CH}HA16	20,11 cm^2

VI.7.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$; $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Poutre de libage	Travée	20,11	367,37	10,50	201,5	CV
	appui	20,11	357,70	10,20	201,5	CV

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

VI.7.3.3.Armatures de peau

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 70cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales (des armatures de peau) au moins 3cm^2/m.l posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

A_c=3×0,7 = 2,1cm^2, donc on adopte 2HA12=2.26cm^2.

VI.7.4.Armatures transversales

Tableau VI.14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_p(cm^2)	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
Poutre de libage	737,65	2	2,5	4HA8=2.01	esp=10	esp=15

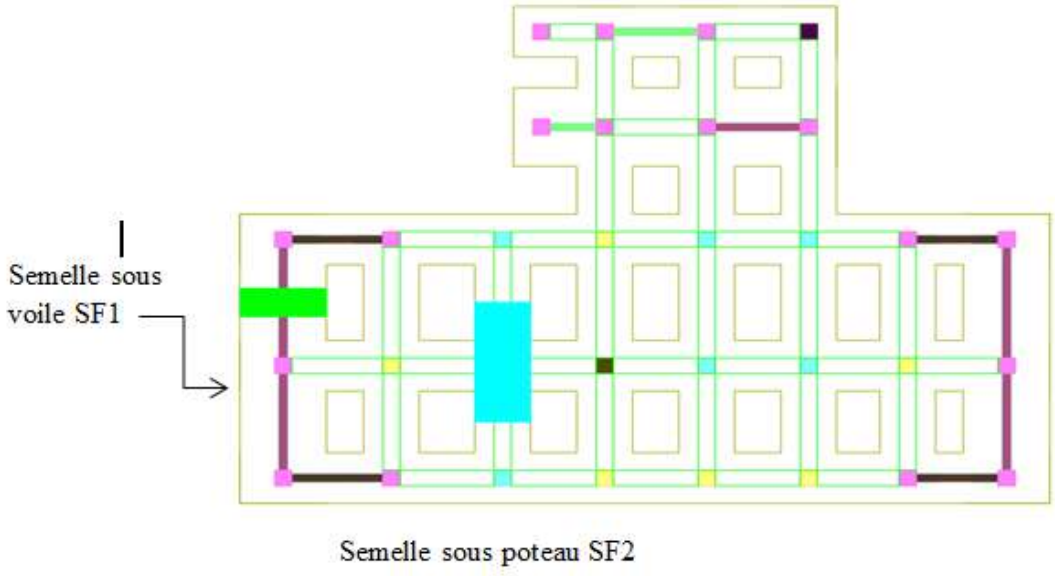


Figure VI.2 : disposition finale des semelle

VI.8. Les longrines

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.8.1. Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm². **(PRA99 Art 10.1.1)**

On prend **(b x h)** = (**30** x **30**) **cm²**.

VI.8.2. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 10 **(**Zone III **;** SiteS3).

VI.8.3. Ferraillage

- ✓ **à l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par : $A \geq \frac{N_u}{10 \times \sigma_S}$

On a : $N_u = 2355{,}68$ kN → Donc : $A = 6{,}76 cm^2$.

- ✓ **Armatures longitudinales**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des longrines

B longrine (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	A_{min}(CBA) (cm^2)	A_{min} RPA) (cm^2)	Acalculée (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
(**30×30**)	2355,68	235,58	0,9	5.40	6,76	6HA12 = 6.79 cm^2

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

On déduit les résultat dans le tableau suivant :

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

B longrine (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
(**30×30**)	1740,11	174,01	6HA12 = 6.79 cm^2	25,62	201,63	oui

VI.8.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15φ).

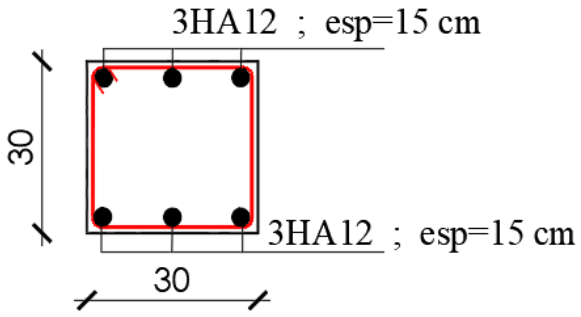
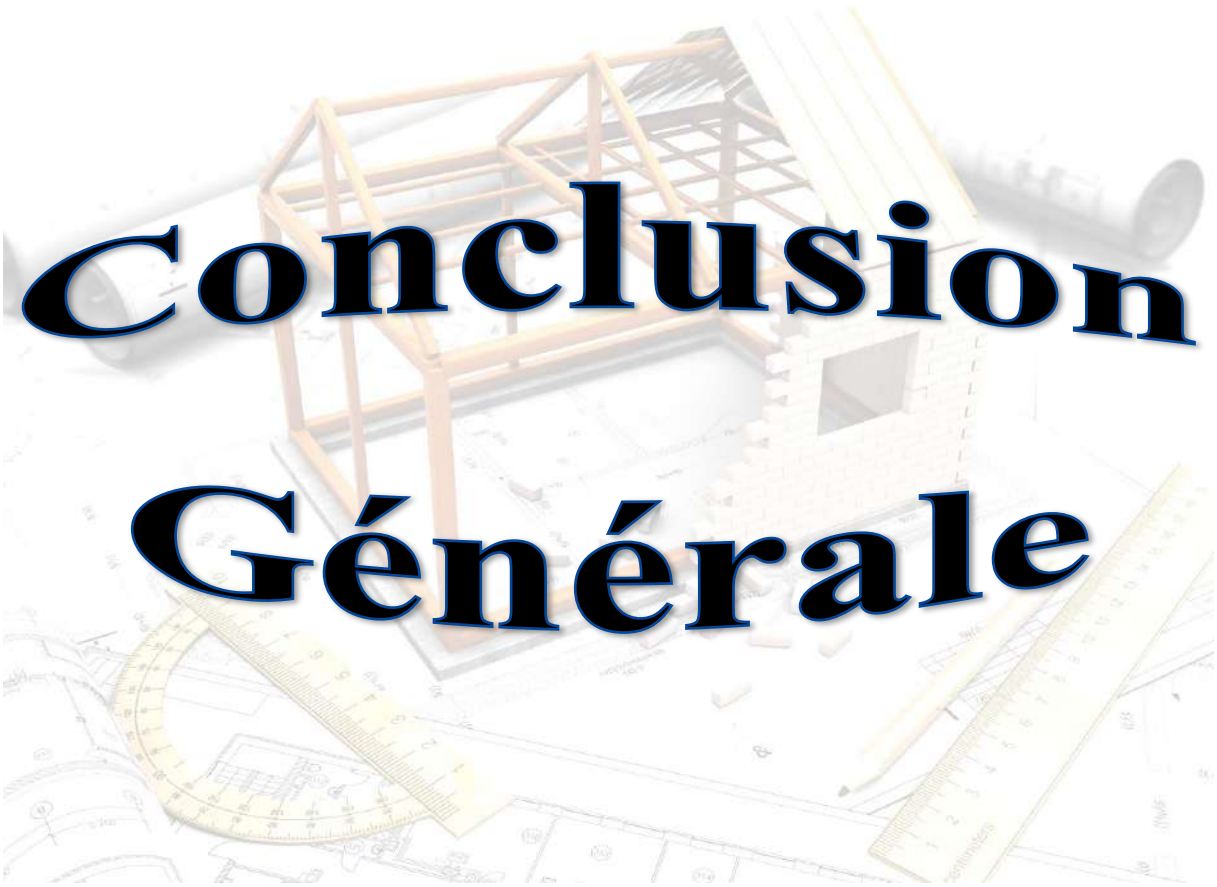


Figure VI.3 : Ferraillage des longrines



Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,46 s et un nombre des modes élevé (22 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient êtres la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x35 cm^2) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécutif.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections partiellement tendues pratiquement dans tous les niveaux résultant de la combinaison 0,8G-E. Ce qui révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et même justifie les exigences réglementaires consistent à éviter les formes irrégulières.

- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante croisée était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Références Bibliographies

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : méthodes Dreux et Groisse.

- [4] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP 2000 version 21.
- AUTO CAD 2019.
- ROBOT EXPERT.
- Socotec.

Annexe A

LOI DE DEGRESSION

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

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

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

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$=1.5 *kN/m²* (étage à usage habitations) ;

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

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

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

Annexe B

LA METHODE FORFATAIRE

Conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2)

Charges concentrées : P ≤ Min (Q/4 et 2 KN)

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 : $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Exposé de la méthode forfaitaire :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)

Mt ≥ ((1,2+0,3 α)/2).M0 pour les travées de rive.

((1+0,3 α)/2).M0 pour les travées intermédiaire

Les moments d'encastrements des appuis :

Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.

Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

Remarque :

1) M0 : moment isostatique (M0=PL2/8)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Annexe C

LA FLECHE

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

Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$ **Pour les Poutres** $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b\times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Calcul de la flèche :

$\rho=\frac{A}{b_0 d}$; $\sigma_s=\frac{M_{ser}}{\beta.d.A}$

$\lambda_i=\frac{0.05\, f_{c28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho}$; $\lambda_v=\frac{2}{5}\lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Determination de l'axe neuter:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$; $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v=1/3\ E_i$

$f_v=\frac{M_{ser}\, l^2}{10E_v I_{fv}}$; $f_i=\frac{M_{ser}\, l^2}{10E_i I_{fi}}$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

$\bar{f} \leq L/500$ Si $L \leq 5$ m

$\bar{f} \leq L/1000) + 0,5$ cm Si $L > 5$m

Annexe D

FICHE TECHNIQUE DE TREILLIS A SOUDEE

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

TPL

FICHE TECHNIQUE

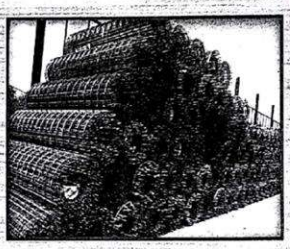
TREILLIS SOUDES, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

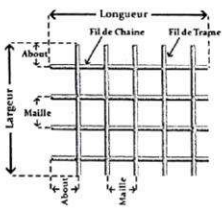
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

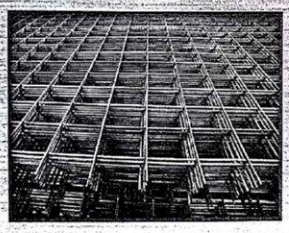
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie

Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

Annexe E

FICHE TECHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــــداد الجـــزائـــر

TPL — TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

FICHE TECHNIQUE

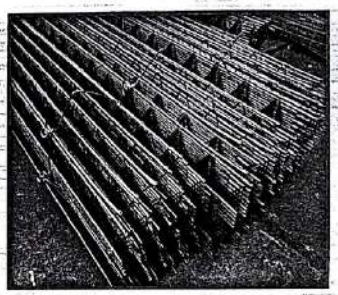
POUTRELLE METALLIQUE LEGERE C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

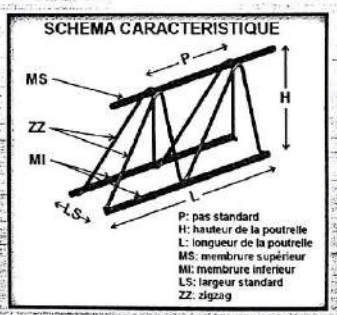


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

Annexe F

METHODE DES CONTRAINTES

Exposé de la méthode des contraintes

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow A_v \geq 0.1\%B_t$$

Annexe G

*C*ONCLUSION GEOTECHNIQUE DE RAPPORT DU SOL

A- Nature de la couche de fondation

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argilo sablo-limoneuse renfermant des inclusions graveleuses et des blocs de roches isolés à argilo marneuse schistifiée feuilletée dans certains endroits du terrain**.** Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de moyenne cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

CALCUL DE PORTANCE

L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire :

C = 0,50 bar ; φ = 23° ; d = 1,72 t/m3

Pour une fondation ancrée à 2 m et ayant une largeur de 1,50/1,70 m.

La relation de terzaghi : σ_{lim}= [C Nc + Nq Γd+0,5Bγ. Nγ]

Pour = 23° ; Nγ= 7,73 ; Nq = 8,66 ; Nc = 18,1 ; φ *adm* = 3,07 bars

B- Fondation des ouvrages

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenus et la profondeur d'ancrage pour le projet.

Désignation	Rp. minimale	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage
01	60 bars	1 ,80 bars	2,00 bars	2,00 m / terrain naturel

- **Stabilité du site**

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte dans les sondages ainsi que les stations pénétrométriques. Le terrain peu contenir des eaux de ruissellement pendant les saisons hivernales

Le site est classé S3 (terrain meuble).

Remarque : le terrain présente des passages rocheux sous forme de blocs isolés.