REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage multiple en (RDC+09étages)

Etudié par :

EL MOHRI RADIA

BOUKHALFA MARWA

Encadré par :

Mr. Kheladi Mohamed

Promotion 2021

Remerciement

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

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

Nous tenons à remercier : Mr.OULD turki benaissa , de nous avoir aidé à réaliser ce travail .

Nous sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nous gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Nous n'oublions pas nous parents et nous familles pour leur contribution, leur soutien et Leur patience. Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci



Dédicace

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon cher père

A mon cher frère Abdleatah

A mon grand-père et mes deux grands-mères

A ma famille (mes tantes Aicha et Fella et chaherazed)

A mon ancle Marauane et mes oncles

A mes cousines Meriem Raounak et Maria et khadidja et mon cousin Anes et sa belle femme Amina

Votre soutien n'est pas du tout négligé vous étiez toujours à l'écoute et toujours disponible à mes côtés je suis heureux et fier de vous avoir comme famille

A tous mes amis Sarah les deux et Yasmine et Rania pour tous les bons moments que nous avons partagé ensemble merci d'exister

A mon binôme et mon amie Radia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Marwa



Dédicace

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mon très cher père

Tu as toujours été a mes cotes pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection

A mes très chers frères Djamel et Abd Rahman et mes belles sœurs Amira Lamia et Djamila et Malika

A mes amies intimes Wafaa et Ibtihal et Meriem et Moussa

A mes cousines Chahinaze et Amina et fatima zahraa et Rihab

A mon binôme et mon amie Marwa qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A toute la famille sans exception



Radia

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى متعدد الأغراض مكون من طابق ارضي+ تسعة طوابق المقرر بناؤها في مقاطعة الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ***III***حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل***(RPA99 version 2003)***

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.
- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تطبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)
- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج***(SAP2000 version23.2.0)***
- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et d'un bâtiment à usage multiple (+RDC+9 étages), implanté dans la commune d'***Alger, (***cette région est classée comme zone ***III*** selon le **(*RPA99 version 2003).***

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

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version23.2.0 »***.

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

Abstract

This project is a study of a multipurpose building (ground floor+9floors), will be implanted in ***Algiers,*** this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system (frames + shell walls).

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

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version23.2.0"***.

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.Introduction ……1

I.2. Présentation de l'ouvrage 1

I.3.Caractericttéque géométrique du l'ouvrage 1

I.3.1 Dimensions en plan du bâtiment 1
I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment 1

I.4. Classification de l'ouvrage 1
I.4.1. Classification des zones sismique 2
I .4.2. Classifications d'importance de l'ouvrage 2
I .4.3. Classifications des sols 2
I.4.4. Classification des systèmes de contreventement 2
I.5. Conception structurelle 2
I.5.1. Plancher 2
I.5.2. Balcons 2
I.5.3. Escaliers 2
I.5.4. Maçonnerie 3
I.5.5. Revêtement 3
I.5.6. Acrotère 3
I.5.7. Infrastructure 3

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux 3
I .6.1. Béton 3
I .6.1.1. Ciment 4
I .6.1.2. Granulats 4
I .6.1.3. Eaux de gâchage 4
I .6.2. Béton armé 4
I .6.2.1. Résistance du béton 4
I .6.2.1.1. Résistance caractéristique à la compression 4
I .6.2.1.2. Résistance caractéristique à la traction 5
I.6.3. Acier 5
I.6.3.1. Types d'aciers 5

CHAPITRE II. Pré dimensionnement

II.1. Introduction 7

II.2. Pré dimensionnement des planchers 7

II.2.1. Planchers à corps creux 7
II.2.2. Planchers dalles pleines 8
II.2.2.1 Critère de résistance 8
II.2.2.2 Sécurité contre l'incendie 8
II.2.3. Pré dimensionnement des poutres 8
II.2.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires 8
II.2.3.2. Pré dimensionnement des longrines 9
II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux 9
II.2.4.1 Etapes de pré dimensionnement 9
II.2.4.1.1 Calcul de la capacité portante N̄ .....10.
II.2.4.1.2 Choix du poteau le plus sollicité 11
II.2.4.1.3 Evaluation des charges 11
II.2.4.1.3.1.Charges permanentes 11
A. Maçonnerie 11
A.1. Murs intérieurs (simple cloison) 11
A.2. Murs extérieurs (double cloison) 12
B. les planchers 12
B.1. Plancher terrasse (inaccessible) 12
B.2.Plancher courant 12
II.2.4.1.3.2. Charges d'exploitation 13
II.2.4.1.3.3. Charges permanentes 13
II.2.4.1.3.4. Charges d'exploitation .....13.
II.2.4.1.3.5. Vérification de l'effort Nu .....14.
II.2.5. Pré dimensionnement des voiles 15
II.2.6. Conclusion 15

CHAPITRE III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 17
III.2. Acrotère 17
III.2.1. Introduction 17
III.2.2. Principe de calcul 17
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges 17
III.2.4. Détermination des efforts 18
III.2.5. Calcul de ferraillage 18
III.3. Plancher à corps creux 19
III.3.1. La dalle de compression 19
III.3.2. Les poutrelles 20
III.3.2.1 Introduction 20

III.3.2.2 Avant coulage 20
a) Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage 20
b) Calcul de la fleche 21
III.3.2.3. Après coulage 21
III.3.2.3.1. Les sollicitations max en travée et aux appuis 21
III.3.2.3.1.1. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS 22
III.3.2.3.2. Ferraillage des poutrelles 23
III.3.2.3.2.1. Calcul du ferraillage 23
III.3.2.3.2.2. Vérification des contraintes normale à L'ELS de la poutrelle du plancher courant 23
III.3.2.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant à L'ELU 24
III.3.2.3.2.4. Armatures transversales 24
III.3.2.3.2.5. Vérification de la flèche 24
III.3.2.3.2.6. Détail de Ferraillage 24
III .3.2.3.2.7. Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce 25
III.3.2.3.2.7.1. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS 25
III.3.2.3.2.8. Vérification des contraintes normale à L'ELS de la poutrelle du plancher commerce 25
III.3.2.3.2.9. Vérification de l'effort tranchant à L'ELU 26
III.3.2.3.2.10. Armatures transversales 26
III.3.2.3.2.11. Vérification de la flèche à L'ELS 26
III.3.2.3.2.12. Détail de Ferraillage 26
III.4.Les Escaliers 27
III.4.1. Dimensionnement 27
III.4.2. Evaluation charges et surcharges 28
III.4.2.1. Charge permanents du palier et de paillasse 28
III.4.2.2. Charge exploitation du palier et de paillasse 28
III.4.3. Determination des solicitations 28
III.4.4. Calcul de ferraillage a l'ELU 30
III.4.4.1. Les armatures longitudinales 30
III.4.4.2. Armatures de répartition 30
III.4.4.3. Vérification de la contrainte normale à L'ELS 30
III.4.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 30
III.4.4.5. Vérification de la flèche 31
III.4.5. Dimensionnement 31
III.4.5.1. Evaluation charges et surcharges 32
III.4.5.2. Determination des solicitations 32
III.4.5.3. Calcul de ferraillage a l'ELU 33
III.4.5.3.1. Les armatures longitudinales 33
III.4.5.3.2. Armatures de répartition 33

III.4.5.3.3. Vérification de la contrainte normale à L'ELS 34
III.4.5.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 34
III.4.5.3.5. Vérification de la flèche 34

III.4.5.3.6. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appuis 34

III.5. La poutre palière 35

III.5.1. Pré dimensionnement 35
III.5.2. Charges revenant à la poutrev 35
III.5.3. Calcul des efforts 36
III.5.4. Calcul de ferraillage a ELU 36

III.5.4.1. Armatures longitudinales 36

III.5.4.2. Armatures transversales 36

III.5.5. Vérification des contraintes à ELS 36
III.5.6. Vérification des contraintes de cisaillement a ELU 37
III.5.7. Vérification de la flèche a l'ELS 37
III.5.8. Détail de Ferraillage 37
III.6. DALLES PLEINES 38
III.6.1. Calcul de la dalle pleine 38
III.6.2. Dalle Pleine Trappas « Type 1 » 38
III.6.2.1. Pré dimensionnement 38
III.6.2.2. Evaluation des charges 38
III.6.2.3. Combinaison des charges 38
III.6.3. Calcul de ferraillage a l'ELU 38
III.6.3.1. Calcul des armatures longitudinales 39
III.6.3.2. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU 39
III.6.3.3. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 39

III.6.3.4. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU 40
III.6.3.5. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 40
III.6.3.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS 40
III.6.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 41
III.6.3.8. Vérification de la flèche à L'ELS 41
III.6.4. Dalle Pleine rectangulaire « Type 2 » 42
III.6.4.1. Pré dimensionnement 42
III.6.4.2. Evaluation des charges 42
III.6.4.3. Combinaison des charges 42
III.6.4.4. Détermination des sollicitations 42
III.6.4.5. Calcul des armatures longitudinales 43
III.6.4.6. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU 43

III.6.4.7. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 43
III.6.4.8. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU 43

III.6.4.9. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 44

III.6.4.10. Vérification des contraintes normales à L'ELS 44
III.6.4.11. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 45
III.6.4.12. Vérification de la flèche à L'ELS 45
III.7. Dalles machine 45
III.7.1. Introduction 45
III.7.2. Pré dimensionnement 45
a) Condition de résistance 45
b) Condition de l'E.N. A 45
III.7.3. Poids de la machine supportée 45
III.7.3.1. Détermination des charges et surcharges 46
a). Charges permanentes G 46
b). Surcharge d'exploitation 46
III.7.3.2. Méthode de calcul 46
III.7.3.3. Principe de calcul 46
III.7.4. Ferraillage 46
III.7.4.1. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU 46
III.7.4.2. Calcul Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 47
III.7.4.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS 47
III.7.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 47
III.7.4.5. Vérification de la flèche à L'ELS 47
III.7.4.6. Vérification de non poinçonnement 47

CHAPITREIV. Etude dynamique

IV.1. Introduction.....48
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 49
IV.2.1. Centre de masse 49
IV.2.2. Centre de torsion 49
IV.3. Interprétation des résultats de la structure auto stable 51
IV.3.1. comportement modal 51
IV.4. Disposition des voiles 51
IV.4.1. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement 52
IV.5. Calcul d'excentricité 54
IV.5.1. Dimensions du bâtiment 54
IV.5.2. Excentricité admissible 54
IV.5.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse 55

IV.5.4. Excentricité totale 56
IV.6. Calcul dynamique du bâtiment 56
IV.6.1. Choix de la méthode de calcul 56
IV.6.2. La Méthode dynamique modale spectrale 57
IV.6.2.1. Principe 57
IV.6.2.2. Modélisation .....57.
IV.6.2.3. Spectre de réponse de calcul 57
IV.6.3. Résultats des vérifications de la structure 61
IV.6.3.1. Vérification de comportement modal 61
IV.6.3.2. Vérification de participation massique 62
IV.6.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 63
IV.6.3.4. Vérification de la stabilité au renversement 64
IV.6.3.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment 65
IV.6.3.6. Vérification des déplacements inter-étages 65
IV.6.3.7. Vérification de cisaillement des éléments 67
IV.6.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 69
IV.6.3.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base 69

CHAPITRE V. Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction 71
V.2. Ferraillage des poutres 72
V.2.1. Ferraillage des poutres principales 72
V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales 72
V.2.1.2. Vérification des contraintes normale des poutres principales à L'ELS 73
V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'Acc 73
V.2.1.4. Vérification de la flèche 74
V.2.2. Ferraillage des poutres secondaires 74
V.2.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 74
V.2.2.2. Vérification des contraintes normale des poutres secondaires à L'ELS 75
V.2.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC 75
V.2.2.4. Vérification de la flèche 76
V.3.Feraillage des poteaux 76
V.3.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC 77
V.3.2. Calcul les armatures longitudinales 77

V.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS 78
V.3.4 les armatures transversales 78
V.3.5 Détail de ferraillage des poteaux 79
V.4.Ferraillage des voiles 79
V.4.1 Ferraillage de trumeaux 81
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales 82
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS 82
V.4.1.3 Armatures horizontales 83
V.4.1.4. Les armatures transversales 84

V.4.2. Ferraillage des linteaux 84
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 85
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux Al 85
V.4.2.1.2. Aciers transversaux At 85
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression.....86
V.4.2.2.1. Aciers diagonales 86
V.4.2.2.2. Armatures longitudinales 86
V.4.2.2.3. Armatures transversales 86
V.4.2.2.4. Armatures de peau 86
V.4.3. Détail de ferraillage des voiles 88

CHAPITRE VI. Etude l'infrastructure

VI.1. Introduction ……89
VI.1.1. Reconnaissances du sol……90
VI.2.1. Semelle isolé……...90
VI.2.1.1. Méthode de calcul…….90
VI.2.1.2. Vérification de chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles……90
VI.3.1. Semelle filante (continue)……91
VI.3.1.1. Dimensionnement des semelles……92
VI.3.1.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS ……..….92
VI.3.1.3. Vérification de la stabilité au renversement……..93
VI.3.1.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux..94
VI.3.1.5. Calcul de ferraillage ……..95
VI.3.1.5.1. Sous un voile ……96
VI.3.1.5.2. Sous plusieurs poteaux……..96
1. Armatures principales ……97
2. Armatures de repartitions ……97
3. Calcul des armatures longitudinales……..97
4. Vérification des contraintes à l'ELS……...…….98

5. Vérification du cisaillement de la poutre de libage……98
6. Armatures transversales……99
7. Armatures de peau selon……99
VI.4. Les longrines ……99
VI.4.1. Ferraillage des longrines……100
VI.4.2. Vérification des contraintes à L'ELS……101
VI.4.2.1Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC ……..102

Liste des tableaux

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton. 5
Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances. 6
Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier. 6

CHAPITRE II.PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANS

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

CHAPITRE III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. 17
Tableau III. 2. **:** Les efforts exercés sur l'acrotère 18
Tableau III. 3. le ferraillage adopté 18
Tableau III. 4. détermination les charges et surcharges 20
Tableau III. 5. vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage avant coulage 21
Tableau III. 6. les sollicitations max en travée et aux appui 22
Tableau III. 7. Calcul du ferraillage à l'ELU plancher courant 23
Tableau III. 8. Vérification à l'ELS plancher courant 23
Tableau III. 9. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles plancher courant. 24
Tableau III. 10. Vérification de la flèche (plancher courant) 24
Tableau III. 11. Calcul du ferraillage à l'ELU plancher commerce 25
Tableau III. 12. Vérification des contraintes normale à l'ELS plancher commerce 25
Tableau III. 13. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles commerce 26
Tableau III. 14. Vérification de la flèche plancher commerce 26
Tableau III. 15. Charge permanente de L'escalier 28
Tableau III. 16. Combinaisons des charges dans l'escalier. 29
Tableau III. 17. Les sollicitations dans l'escalier. 29
Tableau III. 18. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 30
Tableau III. 19. Section d'armatures de répartition dans l'escalier 30
Tableau III. 20. Vérification de la contrainte à L'ELS 30
Tableau III. 21. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELS 30
Tableau III. 22. Vérification de la flèche de l'escalier 31
Tableau III. 23. Charge permanente et d'exploitation de L'escalier. 32

Tableau III. 24. Combinaisons des charges dans l'escalier. 32
Tableau III. 25. Les sollicitations dans l'escalier. 32
Tableau III. 26. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 33
Tableau III. 27. Section d'armatures de répartition dans l'escalier 33
Tableau III. 28. Vérification de la contrainte à L'ELS 34
Tableau III. 29. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 34
Tableau III. 30. Vérification de la flèche de l'escalier 34
Tableau III. 31. Pré dimensionnement de la poutre palière 35
Tableau III. 32. Résultats du ferraillage longitudinal 36
Tableau III. 33. Armatures transversales de la poutre palière 36
Tableau III. 34. Vérification des contraintes. 36
Tableau III. 35. Vérification de l'effort tranchant. 37
Tableau III. 36. Vérification de la flèche de l'escalier 37
Tableau III. 37. Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELU 39
Tableau III. 38. Les armatures longitudinales a L'ELU sens x 39
Tableau III. 39. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 39
Tableau III. 40. Les armatures longitudinales a L'ELU sens y. 40
Tableau III. 41. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui. 40
Tableau III. 42. **:** Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELS 40
Tableau III. 43. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens x 41
Tableau III. 44. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens y 41
Tableau III. 45. Vérification des contraintes de cisaillement 41
Tableau III. 46. Vérification de la flèche à L'ELS 41
Tableau III. 47. Moments fléchissant 42
Tableau III.48. Les armatures longitudinales a L'ELU sens x 43
Tableau III. 49. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui sens x. 43
Tableau III. 50. Les armatures longitudinales a L'ELU sens y 43
Tableau III. 51. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui sens y 44
Tableau III. 52. Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELS 44
Tableau III. 53. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens x 44
Tableau III. 54. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens y 44
Tableau III. 55. Vérification des contraintes de cisaillement 45
Tableau III. 56. Vérification de la flèche à L'ELS. 45
Tableau III. 57. Poids de la machine supportée. 46
Tableau III. 58. Détermination des chargements de la dalle 46
Tableau III. 59. Les armatures longitudinales a L'ELU 46
Tableau III. 60. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui 47
Tableau III. 61. Vérification des contraintes normales à L'ELS 47
Tableau III. 62. Vérification des contraintes de cisaillement 47

CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre d'inertie.....55
Tableau IV. 2. Calcul de l'excentricité totale. 56
Tableau IV. 3. Coefficient de comportement R.....58
Tableau IV. 4. Justification du coefficient de comportement R suivant X.....58
Tableau IV. 5. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.....59
Tableau IV. 6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN) 59
Tableau IV. 7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage.....60
Tableau IV. 8. Facteur de qualité Q. 60
Tableau IV. 9. Vérification de comportement. 61
Tableau IV. 10. Participation massique. 62
Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale. 63
Tableau IV. 12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....64
Tableau IV. 13. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base 64
Tableau IV. 14. Vérification de stabilité au renversement. 65
Tableau IV. 15. Déplacement sous la force Ed.....65
Tableau IV. 16. Déplacement et déformation inter-étages sous Edx. 66
Tableau IV. 17. Déplacement et déformation inter-étages sous Edy. 66
Tableau IV. 18. Vérification de cisaillement des poutres. 67
Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poteaux. 68
Tableau IV. 20. Vérification de cisaillement des voiles sens X. 68
Tableau IV. 21. Vérification de l'effet P-Δ suivant XY.....69
Tableau IV. 22. Vérification l'effort normal réduit à la base 69

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres principales 72
Tableau V. 2. La section choisie d'armatures des poutres principales. 72
Tableau V. 3. Vérification des contraintes normale des poutres principales à l'ELS. 73
Tableau V. 4. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales. 73
Tableau V. 5. Vérification de la flèche. 74
Tableau V. 6. La section calculée d'armatures des poutres secondaires. 75
Tableau V. 7. La section choisie d'armatures des poutres secondaires. 75
Tableau V. 8. Vérification des contraintes normale des poutres secondaires à l'ELS.....76
Tableau V. 9. Vérification de contraintes de cisaillement des poutres secondaires. 76
Tableau V. 10. Vérification de la flèche. 77
Tableau V. 11. La section d'armatures des poteaux 79
Tableau V. 12. Vérification des contraintes à l'ELS. 79
Tableau V. 13. La section d'armatures transversales des poteaux. 80
Tableau V. 14.La section calculée d'armatures verticales des voiles. 80
Tableau V. 15. Les sollicitations des voiles pleines. 83
Tableau V. 16. Vérification des contraintes à l'ELS. 83

Tableau V. 17. Vérification des contraintes à l'ELU.....83
Tableau V. 18. La section d'armatures horizontales des voiles.....84
Tableau V. 19. Choix de la méthode de calcul. 87
Tableau V. 20. La section d'armatures des linteaux. 87
Tableau V. 21. La section choisie d'armatures des linteaux.....87

CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..…91
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……...93
Tableau 0.1: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……94
Tableau 0.2: Vérification de la stabilité au renversement……94
Tableau 0.5: Dimensionnement de la poutre de libage……95
Tableau VI.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles…….96
Tableau 0.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile. ……...97
Tableau 0.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……..….….97
Tableau 0.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle……..….....97
Tableau 0.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….….…98
Tableau 0.11: Détermination des sollicitations de la poutre de libage…….....98
Tableau 0.12 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……....98
Tableau 0.13 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…98
Tableau 0.14 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..…99
Tableau VI.15. La section calculée d'armatures longitudinale des longrines…….102
Tableau VI.16. La section choisie d'armatures longitudinale des longrines…..……..102
Tableau VI.17. Vérification des contraintes normale…….….102
Tableau VI.18. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales…….103

Liste des figure

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

Figure I. 1. Description d'ouvrage……...…1

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux…….……...…7
Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité…….……..…11
Figure II.3. Règles des pré dimensionnement des voiles……...16

CHAPITRE III: calcul des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère (dimensions et charges exercées) …….……17
Figure III.2. Section de béton armé dans l'acrotère……..…18
Figure III.3. Ferraillage de l'acrotère……...…20
Figure.III.4. Disposition des armatures de la dalle de compression……...…….22
Figure.III.5. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU et l'ELS plus efforts tranchants…….23
Figure III.6. Les sections considérées……...……24
Figure III.7. Ferraillage des poutrelles…….25
Figure III. 8. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU et l'ELS plus efforts tranchants……...26
Figure III.9. Ferraillage des poutrelles……...…….26
Figure III.10. Schéma statique d'escalier.....27
Figure III.11. Chargement dans l'escalier……...…29
Figure III.12. Diagramme des efforts à l'ELU et ELS……...….29
Figure III.13. Schéma statique d'escalier.....31
Figure III.14. Diagramme des efforts à l'ELU et ELS……...33
Figure III.15. Diagramme des moments et des efforts tranchants de la poutre palière……...……36
Figure III.16. Détail de Ferraillage de poutre palière……..……37
Figure III.17. Schéma statique de la dalle pleine…….…...38
Figure III.18. Schéma statique de la dalle pleine……42
Figure III.19. Déférentes charge agissantes sur la dalle…….……...45
Figure III.20. Schéma de la vérification de non poinçonnement……...…….47

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Figure IV. 1. Translatin selon X-X et selon Y-Y……50
Figure IV. 2. Rotation selon le bras de levier d……...……50
Figure IV. 3. Comportement de la structure auto stable (rotation autour de l'axe Z)……..51
Figure IV. 4. vue en plan des différents étages……...….52
Figure IV. 5. 1ére disposition des voiles…….……53
Figure IV. 6. 2éme disposition des voiles……..…….53
Figure IV. 7. 3éme disposition des voiles……..…….53
Figure IV.8. 4éme disposition des voiles (disposition finale) ……..…….54
Figure IV. 9. Spectre de réponse selon X et Y……..…….57

CHAPITRE V: ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1. Ferraillage de poutre principale……..…75
Figure V.2. Ferraillage de poutre secondaire ……..…78
Figure V.3. Ferraillage les Poteau……...……81
Figure V.4. Disposition des armatures pour le poteau……...….81
Figure V.5. Disposition des voile……..……..82
Figure V.6. Armatures de linteaux…….…..…86
Figure V.7. Ferraillage de voile plein…….…..……88

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

Figure 0.1: Les bulles de pression sous la semelle ……..91
Figure VI.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle…….……..92
Figure 0.3: Les dimensions finales des semelles filantes……..…96
Figure 0.4: Les dimensions finales des semelles filantes…….……..99
Figure 0.4:Le ferraillage des semelles filantes sous poteau……...…….……100
Figure 0.2: Le ferraillage des semelles filantes sous voile…….…….100
Figure VI.7. : ferraillage de la longrine…….……103

Notations

Majuscules romaines :

A: Section d'acier tendu.
A': Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
A_t: Section d'armatures transversale.
A_h : Section d'armatures horizontales.
B: Aire du béton.
B_r: Section réduite du béton d'un poteau.
B_t: Section de la partie tendue.
L_f: Longueur de flambement.
L_t: Largeur de la section tendue.
ELS: Etat Limite de Service.
ELU: Etat Limite Ultime.
Evj: Module de déformation longitudinale différée du béton.
Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.
G : module d'élasticité transversale
I: Moment d'inertie.
K : rigidité.
M: Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a: Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u: Moment fléchissant à l'ELU.
M_{ser}: Moment fléchissant à l'ELS.
N: Effort normal.
N_{ser}: Effort normal à l'ELS service.
N_u: Effort normal à l'ELU.
T_u, Vu: Effort tranchant à l'ELU.
G: Charge permanente.
Q: Charge d'exploitation.
E: Charge sismique.
W: poids. Minuscules romaines

Minuscules 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, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d: Hauteur utile d'une section.
e_p : épaisseur
e_0 : excentricité
f: Flèche.

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
$f_{c28:}$ Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e: Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj}: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
$f_{t28:}$ Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i: Rayon de giration.
lf: Longueur de flambement,
S_t,t: Espacement de cours d'armature transversale.
S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
S_v: Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecques :

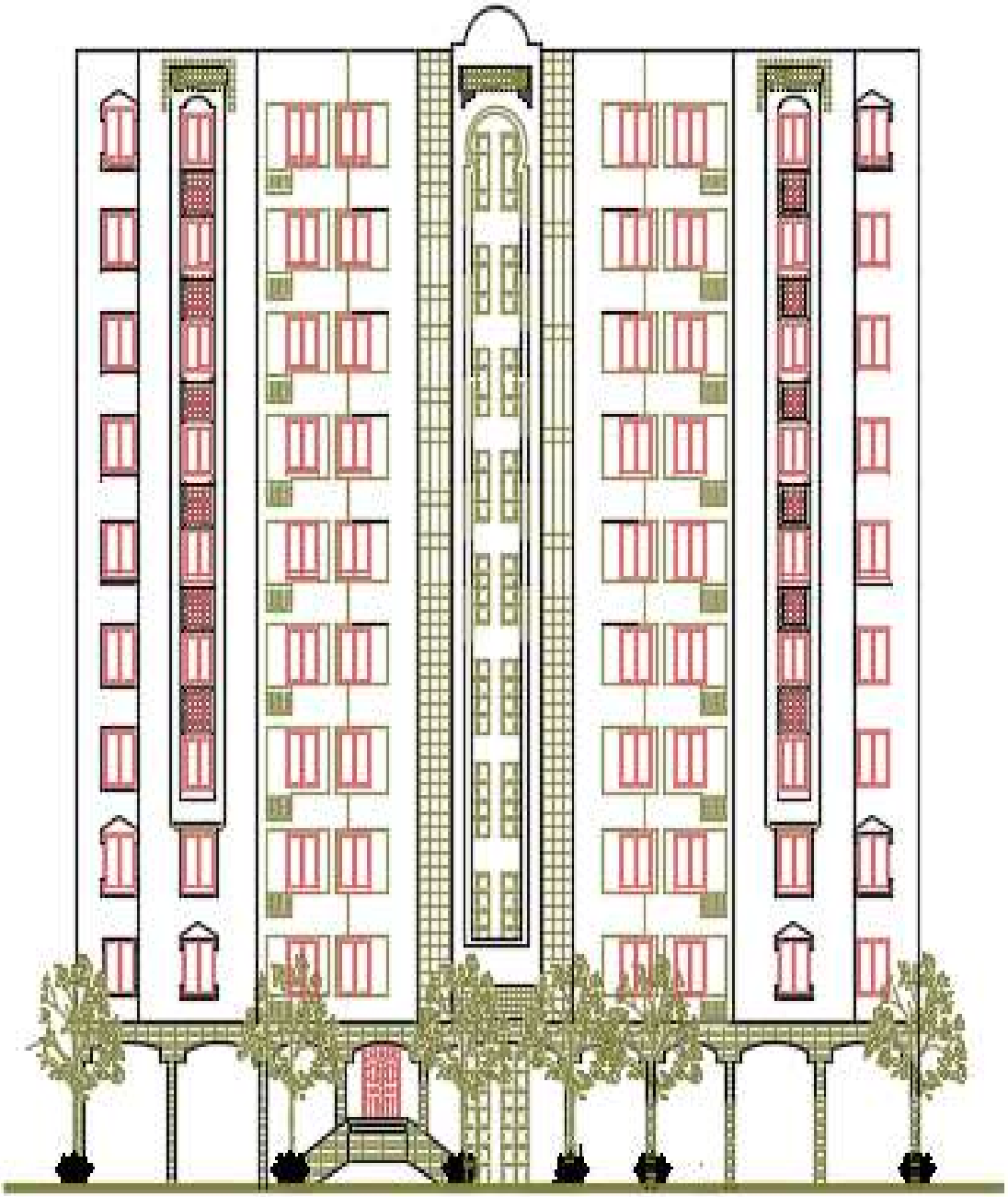
Δ: Variation.
Σ: sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

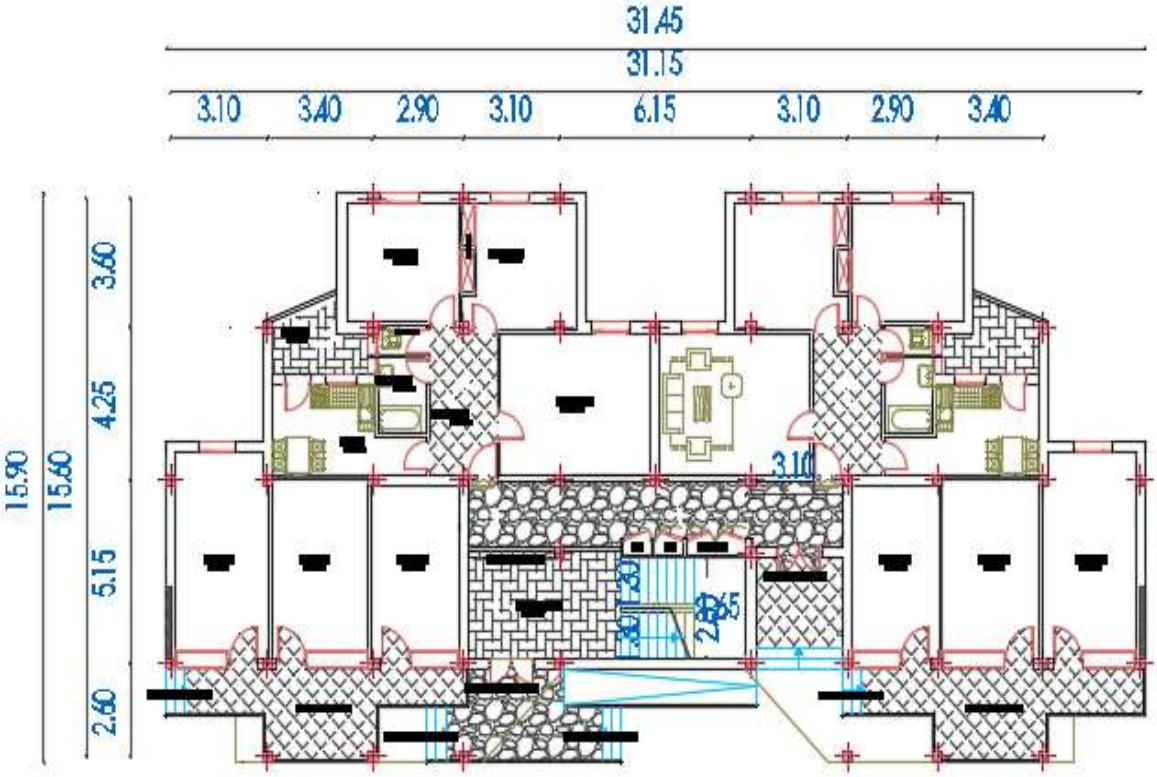
α: Angle / coefficient fonction de l'élancement du poteau.
γ: Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ: Rapport de deux dimensions
б: Contrainte normale.
τ: Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau

Autre notations :

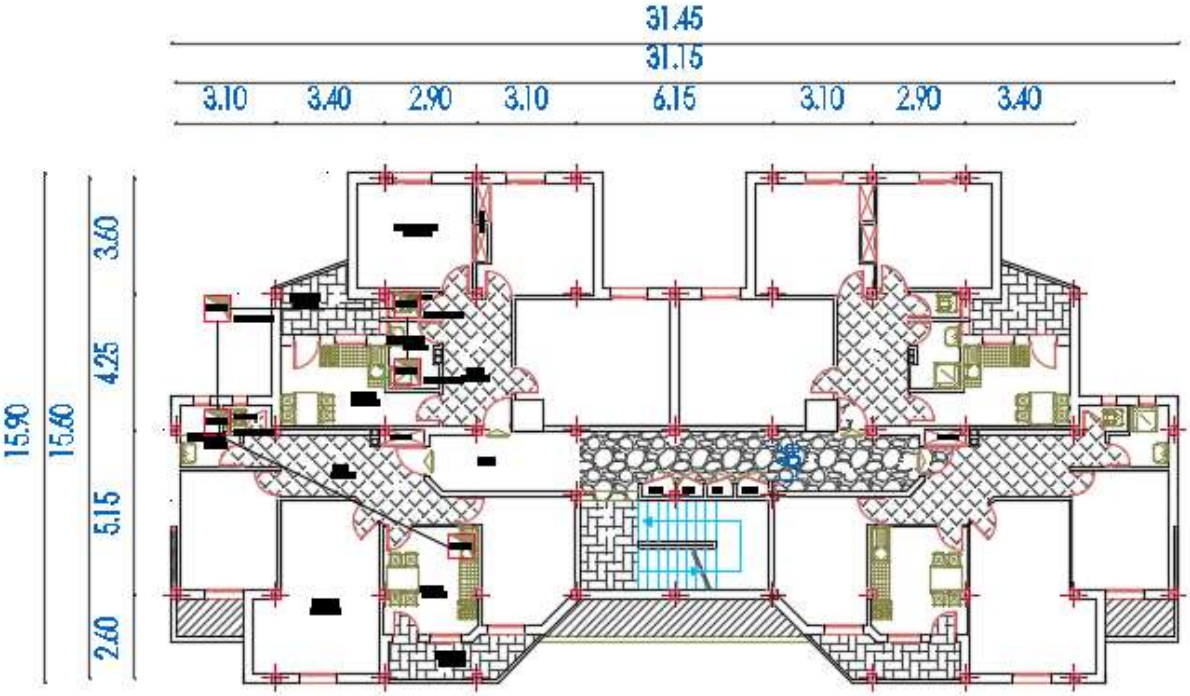
B.A : béton armé
FeE : nuance de l'acier
H.A : haut adhérence
C.V : condition vérifiée
C.N.V : condition non vérifiée
RDC : rez-de chaussée



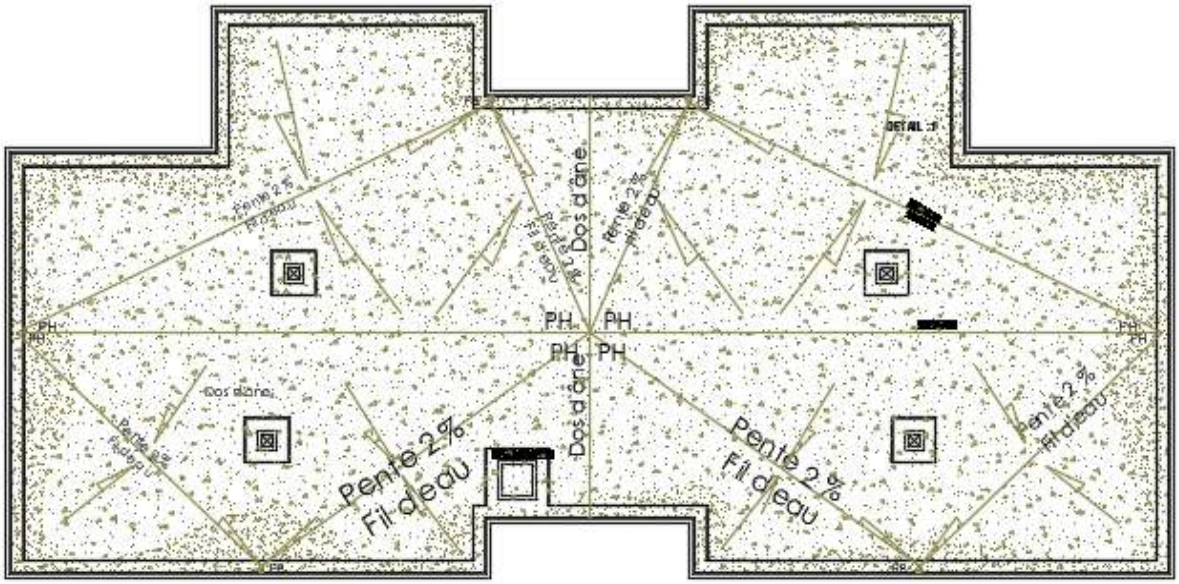
FACADE PRINCIPALE



PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE



PLAN DE COFFRAGE

Introduction générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours (cursus) sur un projet réel dans le domaine de Génie Civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet d'architecture permettant la conception et le calcul de dimensionnement des éléments porteurs et les éléments portés du projet.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références et règlements en vigueur sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Le présent mémoire est constitué de six chapitres :

- **Premier chapitre :** Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
- **Deuxième chapitre :** Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
- **Troisième chapitre :** Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
- **Quatrième chapitre :** Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000 version 22.0.2) ;
- **Cinquième chapitre :** calcul de ferraillage des éléments résistants ;
- **Sixième chapitre :** étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I :

Présentation de l’ouvrage

CHAPITRE I

Présentation 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 et l'économie de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et dynamiques. En parallèle, sans oublier l'aspect esthétique, cela nécessite une connaissance approfondie de la mécanique des sols de notre site par le biais d'une étude géothenique . Mais, avant de commencer les calculs, on doit bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet à réaliser est un bâtiment en béton armé présentant des décrochements dans les deux sens composé RDC + 09 étages à multi usages (commerce et habitation) qui sera implanté à Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

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

I.3.Caractericttéque géométrique du l'ouvrage

I.3.1 Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment : 31.45 m.
- Largeur totale du bâtiment : 15.90 m.

I.3.1. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur du RDC : 3.24 m.
- Hauteur d'étage habitation : 3.24 m.
- Hauteur total du bâtiment : 32.4 m.

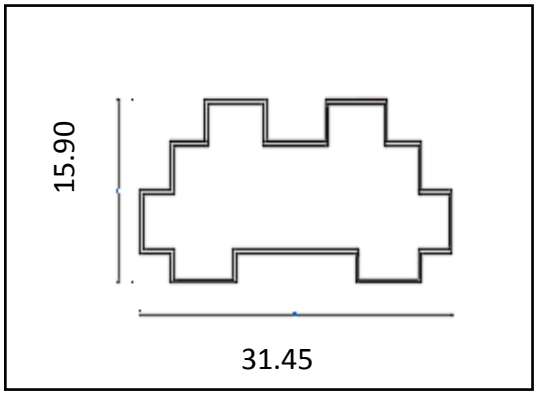


Figure I. 1. Description d'ouvrage.

I.4. Classification de l'ouvrage

I.4.1. Classification des zones sismique [Art 3.1 RPA99 v2003]

Le bâtiment sera implanté à ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « Zone III ».

I .4.2. Classifications d'importance de l'ouvrage [Art 3.2 RPA99 v2003]

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective et à usage commerce dont la hauteur totale est de **32.40** m. Il s'agit d'un ouvrage courant avec une importance moyenne.

I .4.3. Classifications des sols [Art 3.3 RPA99 v2003]

On va étudier le bâtiment selon le rapport du sol, on considère que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (catégorie S3) de **: σsol = 2 bars comme résistance.**

I.4.4. Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003]

Selon les dimensions de notre bâtiment et dépassant les 8 m de hauteur en zone III, le règlement parasismique Algérien exige un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles.

I.5. Conception structurelle

I.5.1. Plancher

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

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

I.5.2. Balcons

Pour les balcons, on a adopté des planchers en dalle pleine.

I.5.3. Escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers à deux volées en béton armé.

I.5.4. Maçonnerie

On deux types de maçonnerie dans notre bâtiment :

- Mur intérieur (simple cloison) : il est constitué par une cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm de chaque côté.
- Mur extérieur (double cloison) : il est constitué de deux cloisons de brique creux avec une lame d'air entre eux (5 cm), avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm pour les cotés extérieurs.

I.5.5. Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage et enduit de ciment pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de ciment pour les murs en maçonnerie.

I.5.6. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, elle est entourée par un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, pour assurer la sécurité et empêcher l'écoulement des eaux Pluviales sur les façades.

I.5.7. Infrastructure

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

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I .6.1. Béton

Le béton est un matériau 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

I .6.1.1. 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 .6.1.2. 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 .6.1.3. Eaux de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton

I .6.2. 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 .6.2.1. 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.

I .6.2.1.1. Résistance caractéristique à la compression : [Art A.2.1.1.1]

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 :

$$Fcj = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} \times fc28 \textbf{ Pour : } fc28 \leq 40 \text{ MPa}$$

$$Fcj = \frac{j}{1{,}4+0{,}95j} \times fc28 \textbf{ Pour : } fc28 > 40 \text{ MPa}$$

I .6.2.1.2. Résistance caractéristique à la traction : [Art A.2.1.1.2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " $f\,tj$ " pourrait être déterminée en traction directe, 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 :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ Avec : fcj et ftj en [MPa]

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton

Résistance à la traction « ft28 »		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Solicitations	0
	Déformations	0.2
Contrainte de cisaillement ( )	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	2.5 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression ()	Situation durable	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.5 MPa

I.6.3. Acier [2]

Par contre au béton, l'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancement faible

I.6.3.1. Types d'aciers

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

Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité	Utilisations
Rond lisse	FeE240	235	Cadres, étriers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
Acier HA	FeE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour : Radier,Voile,Planchers,Dallage

Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="3"></td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites ( )</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute Adhérence</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règlements **comme RPA99 version 2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments portés horizontaux (Diaphragme rigide) séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
- assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement ;
- remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux

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

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : ht : hauteur total du plancher

L : La portée la plus longue de la poutrelle (Entre axe) L = 3.40 m.

Alors : $13.6 \leq h \leq 17$

Donc, on adopte : L'épaisseur du plancher : **ht = d + e = 16+4= 20cm** [Art c.3]

d : l'épaisseur du corps creux. , e : l'épaisseur de la dalle de compression.

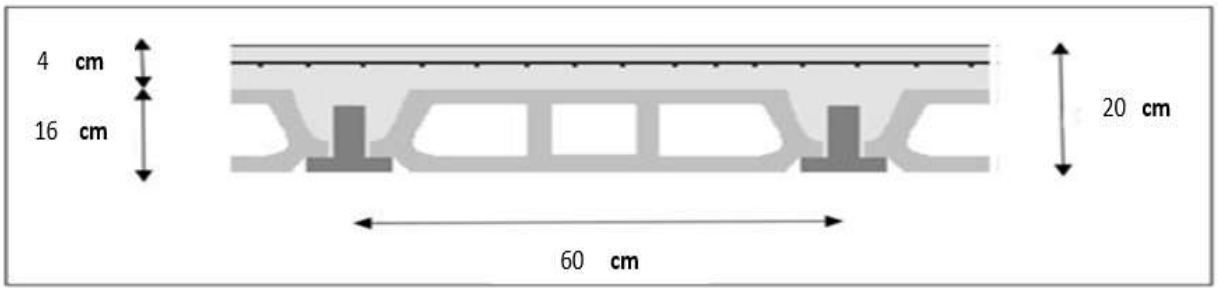


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Planchers dalles pleines

Les planchers dalle pleine sont des panneaux qui ont une forme irrégulière, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur deux appuis.

II.2.2.1 Critère de résistance

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

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

e: épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L =2,40 m.

$$\frac{240}{35} \leq e \leq \frac{240}{30} \Rightarrow 6.85 \text{ cm} \leq e \leq 8\ cm$$

II.2.2.2 Sécurité contre l'incendie

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

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

On adopte : e = 15 cm conformément au règlement

II.2.3. Pré dimensionnement des poutres

II.2.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales et secondaires

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad , \quad 0.27\ h \leq b \leq 0.36\ h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres

	Poutre principales	***Poutre secondaires***
Condition de Résistance	L = 515 cm => 25.75cm ≤ h ≤ 32.19 cm On adopte : **h = 35 cm** => 10.80 cm ≤ b ≤ 14.40 cm On adopte : **b = 30 cm**	L = 340cm => 17cm ≤ h ≤ 21.25cm On adopte : **h = 30 cm** => 8.10cm ≤ b ≤ 10.80 cm On adopte : **b = 30 cm**
Vérification selon le (RPA A99 v2003 Art .7.5)	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.33≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = (30×35) cm².
- Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = (30×30) cm².

II.2.3.2. Pré dimensionnement des longrines

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

La section minimale en fonction : de la zone sismique et du site : Art 10.1 RPA 2003

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site **S3** donc la section des longrines : **30cm x 35cm**

II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux

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

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

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :

$Nu^* = 1.1Nu$ [Art B.8.1.1]

II.2.4.1 Etapes de pré dimensionnement

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

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

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{Br.\ fc28}{0.9.\gamma b} + A\ \frac{f_e}{\gamma s} \right) \qquad \text{[Art B.8.4.1 CBA93]}$$

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

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

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

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

$$\lambda = \frac{lf}{i} \quad , \quad lf = 0.7 l_0$$

Selon la réglementation en rigueur du CBA93 : [Art B.8.4.1 CBA93]

λ : l'élancement mécanique .

i : rayon de giration => $i = \sqrt{I/b^2}$.

$\boldsymbol{l_0}$: longueur du poteau.

$\boldsymbol{lf}$: Longueur de flambement.

I : moment d'inertie du poteau.

b: largeur du Poteau.

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

fc_{28} =25 MPa ; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γb=1.5 ; γs=1.15)

II.2.4.1.1 Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

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

Niveau	B(mm²)	Br(mm²)	$lf(m)$	i (m)	λ	α	A□(mm²)	$\bar{N}$(KN)
8éme	350x350	108900	2.268	0.101	22.46	0.79	122.5	1626.828
7éme	350x350	108900	2.268	0.101	22.46	0.79	122.5	1626.828
6éme	350x350	108900	2.268	0.101	22.46	0.79	122.5	1626.828
5éme	400x400	144400	2.268	0.115	19.72	0.80	160	2183.781
4éme	400x400	144400	2.268	0.115	19.72	0.80	160	2183.781
3éme	400x400	144400	2.268	0.115	19.72	0.80	160	2183.781
2éme	450x450	184900	2.268	0.130	17.45	0.81	202.5	2830.552
1ére	450x450	184900	2.268	0.130	17.45	0.81	202.5	2830.552
RDC	450x450	184900	2.268	0.130	17.45	0.81	202.5	2830.552
Entre sol	450x450	184900	2.268	0.130	17.45	0.81	202.5	2830.552

II.2.4.1.2 Choix du poteau le plus sollicité

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

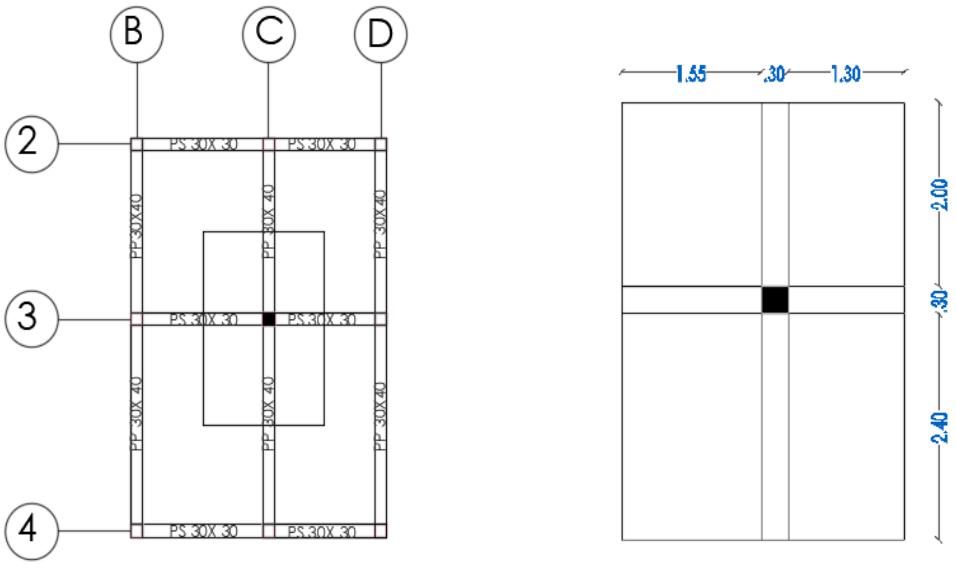


Figure II.2. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface reprise par le poteau

S = (1, 55 + 0.3 + 1, 30) x (2, 00 + 0, 3 + 2, 40) => 14, 81 m^2

$S_{plancher}$ = (1, 55 + 1, 30) x (2, 00 + 2, 40) => 12, 54 m^2

S : Surface totale du plancher y compris les poutres.

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

II.2.4.1.3 Evaluation des charges

II.2.4.1.3. 1.Charges permanentes

A. Maçonnerie

A.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.3. Charge permanente du mur intérieur

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.B.2.2 C.2- Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 Maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
			TOTAL	**1.62**	

A.2. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.4. Charge permanente du mur extérieur

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.B.2.2 C.2- Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 Maçonnerie
3	Lame d'aire	-	-	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1 Maçonnerie
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2- Enduits
			TOTAL	**2.52**	

B. les planchers

B.1. Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.5. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)	référence
1	Graillon roulé	0.04	0.80	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
3	Papier kraft	-	0.05	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
4	Forme de pente	0.10	2.20	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
5	Plaque de liège	0.04	0.16	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
6	Pare vapeur	0.01	0.06	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
7	Film polyane	-	0.01	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
8	Plancher corps creux	(16+4)	2.80	DTR B.C.2.2 C.3-PLANCHERS
9	plancher dalle plein	0.15	3.75	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
10	Enduit de plâtre	0.02	0.2	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
	G(plancher a corps creux)		**6.40**	
	G (plancher dalle plein)		**7.35**	

B.2.Plancher courant

Tableau II.6. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)	référence
1	Carrelage	0.02	0.40	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
2	Mortier de pose	0.02	0.40	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
3	Lit de sable	0.03	0.54	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
4	Planche corps creux	(16+4)	2.80	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
5	plancher dalle plein	0.15	3.75	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
6	Enduit de plâtre	0.02	0.20	DTR B.C.2.2 B-POIDS OLUMIQUES
7	Les murs simple cloison	0.10	1.62	DTR B.C.2.2 C.5- TOITURES
	G(plancher a corps creux)		**5.96**	
	G (plancher dalle plein)		**6.91**	

II.2.4.1.3.2. Charges d'exploitation

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m² [Art7.3.3 (3).B.C.2.2]
- Etage courant (Habitation): Q=1.5 kN/m² [Art7.1 (3).B.C.2.2]
- RDC et entre sol (Commerce): Q=5 kN/m² [Art7.2.2 (3).B.C.2.2]
- Dépôt : Q=3.5 kN/m²

II.2.4.1.3.3. Charges permanentes (DTR charge et surcharge B.C.22)

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

Avec

$G_{plancher}$ = la charge Permanente du placer x $S_{plancher}$

$G_{(pp)\ ou\ (ps)}$ =b x h x Lx poids volumique du béton armé

G_{ptx} = b x $h_{étage}$ x L x poids volumique du béton armé

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

Tableau II.7. Charge permanentes cumulées des surfaces reprises

Étages	G_{poteau} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{niveau}(KN)	$G_{cumulée}$(KN)
8éme	9.92	13.20	6.41	80.26	109.79	109.792
7éme	9.92	13.20	6.41	74.74	104.27	214.066
6émé	9.92	13.20	6.41	74.74	104.27	318.330
5éme	12.96	13.20	6.41	74.74	107.31	425.641
4éme	12.96	13.20	6.41	74.74	107.31	532.962
3éme	12.96	13.20	6.41	74.74	107.31	640.273
2éme	16.40	13.20	6.41	74.74	110.75	751.027
1ére	16.40	13.20	6.41	74.74	110.75	861.781
RDC	16.40	13.20	6.41	74.74	110.75	972.535
Entre sol	16.40	13.20	6.41	74.74	110.75	1083.289

II.2.4.1.3.4. Charges d'exploitation

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

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

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

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 (usage habitations)
Q_8, Q_9 = 5 kN/m² (usage commerce).
$9^{éme}$étage: Q_0
$8^{éme}$étage: $Q_0 + Q_1$

$7^{éme}$étage: $Q_0+ 0.95(Q_1+Q_2)$
$6^{éme}$étage: $Q_0+ 0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
$5^{éme}$étage: $Q_0+ 0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
$4^{éme}$étage: $Q_0+ 0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
$3^{éme}$étage: $Q_0+ 0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
$2^{éme}$étage: $Q_0+ 0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
$1^{ére}$étage: $Q_0+ 0.688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
RDC: $Q_0+ 0.66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

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

Niveau	Q(KN)	3+n/2n	$Q_{cumulée}$(KN)
8éme	14.810	/	14.810
7éme	22.215	1	37.025
6émé	22.215	0.95	59.240
5éme	22.215	0.90	81.455
4éme	22.215	0.85	103.67
3éme	22.215	0.80	125.885
2éme	22.215	0.75	148.100
1ére	22.215	0.714	170.315
RDC	50.305	0.688	220.620
Entre sol	50.305	0.660	270.925

II.2.4.1.3.5. Vérification de l'effort Nu

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau intermédiaire dans le cas des bâtiments comportant au moins 3 travée.

N_U =1.35 G +1.5 Q

$N_U^* = N_U + 10\%N_U = 1.1N_U$

Tableau II.10. Vérification de l'effort normal

Niveau	B(mm^2)	G(KN)	Q(KN)	N_U(KN)	N_U*1.1(KN)	$\bar{N}$(KN)	N_u*1.1≤$\bar{N}$
8éme	35x35	109.792	14.810	170.434	187.478	1626.828	C.V
7éme	35x35	214.066	37.025	344.526	378.979	1626.828	C.V
6émé	35x35	318.330	59.240	518.619	570.48	1626.828	C.V
5éme	40x40	425.641	81.455	696.811	766.492	2183.781	C.V
4éme	40x40	532.962	103.67	875.004	962.504	2183.781	C.V
3éme	40x40	640.273	125.885	1053.196	1158.516	2183.781	C.V
2éme	45x45	751.027	148.100	1236.036	1359.64	2830.552	C.V
1ére	45x45	861.781	170.315	1418.877	1560.765	2830.552	C.V
RDC	45x45	972.535	220.620	1643.852	1808.237	2830.552	C.V
Entre sol	45x45	1083.289	270.925	1868.827	2055.709	2830.552	C.V

Toutes les valeurs de 1.1Nu de l'effort normal ultime sont inférieures pondéré aux valeurs de Nu

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

II.2.5. Pré dimensionnement des voiles

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

On appelle voiles si les éléments satisfont la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

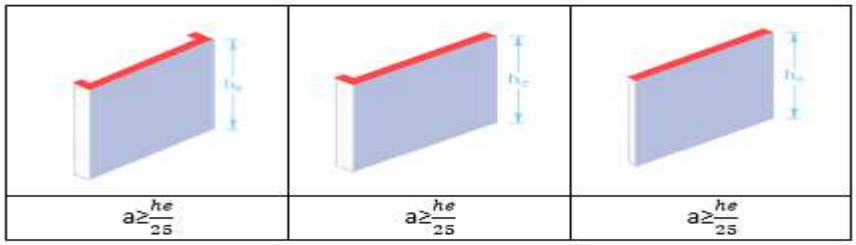


Figure II.3. Règles des pré dimensionnement des voiles

he= 324 -30=294cm

$a \geq \frac{he}{22}$ = 13cm on adopte a= 20cm

II.2.6. Conclusion

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnement des éléments résistes sont :

- **Le plancher :** (16+4) cm
- **Dalle pleine :** 15 cm
- **Les poutres :**

  Pour les poutres principales :(bxh) = (30x40)

  Pour les poutres principales : (bxh)=(30x30)

  Pour les longrines (bxh) = (30x35)
- **Les poteaux :**

  (35x35) : 6+7+8 étages

  (40x40) : 3+4+5 étages

  (45x45) : s-sol + RDC+ 1 +2 étages
- L'épaisseur du voile : 20cm

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé au niveau du plancher terrasse inaccessible, il a un rôle de Servant comme un garde-corps et protéger les façades des débordements des eaux pluviales (protection de l'étanchéité).

III.2.2. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastré à sa base et soumis à des charges :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

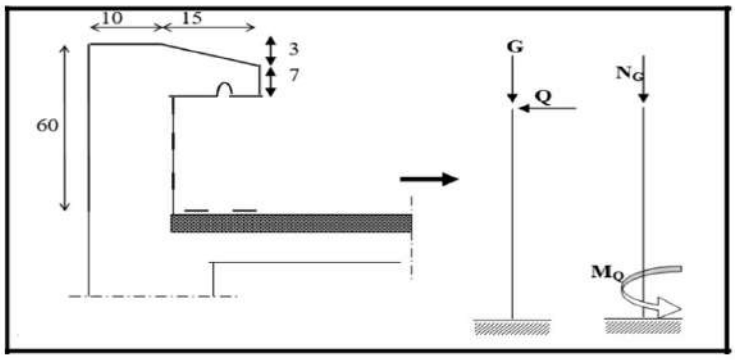


Figure III.1 : L'acrotère (dimensions et charges exercées)

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

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

Charges permanents	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 KN/ml

III.2.4. Détermination des efforts

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

	ELU	ELS
Effort normal	N_u = 1.35G = 2.53 kN	N_u = G = 1.875 kN
Moment d'encastrement	M_u = 1.5 Q. h = 0.9 kN. m	M_{ser} = Q. h = 0.6 kN. m
Effort tranchant	T_u = 1.5 Q = 1.5 kN	T_{ser} = Q = 1 kN

III.2.5. Calcul de ferraillage

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

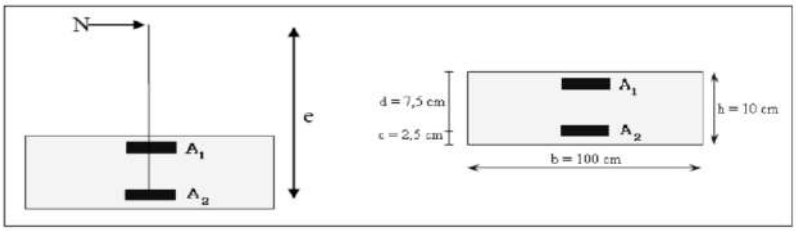


Figure III.2 : Section de béton armé dans l'acrotère

Tableau.III.3 : le ferraillage adopté

Type D'acrotère	Section (cm²)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	$A_{1Choisie}$ (cm²)	$A_{2choisie}$ (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	St (cm)	$St_{rép}$ (cm)
60x10	100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	15	15

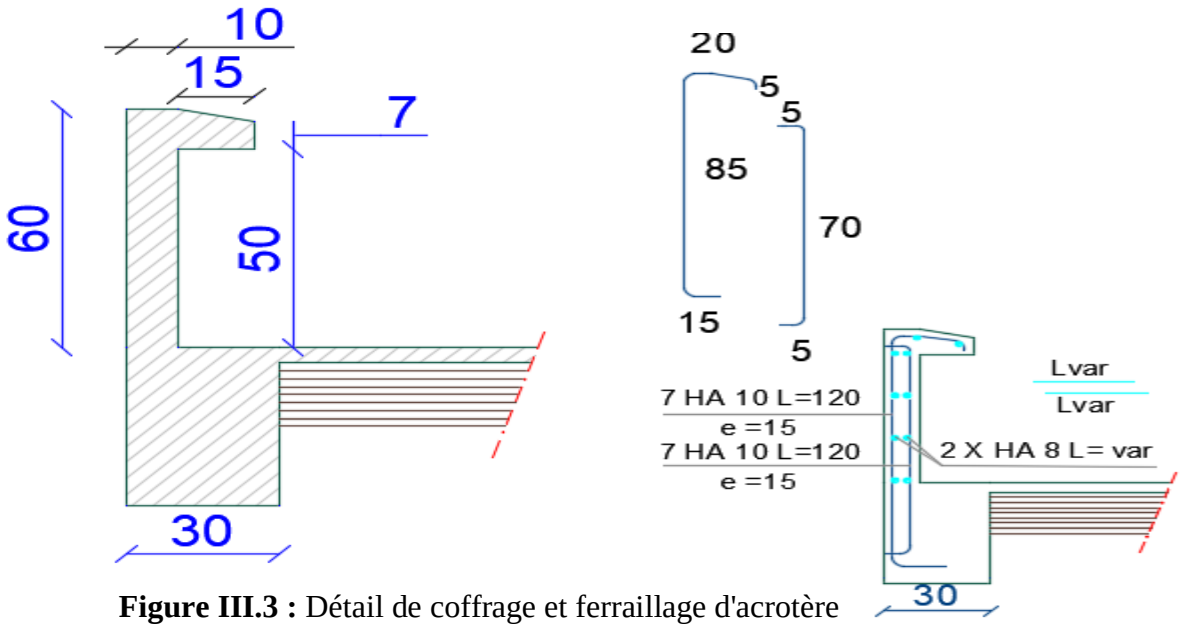


Figure III.3 : Détail de coffrage et ferraillage d'acrotère

III.3. Plancher à corps creux

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

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

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

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

On a: L=60cm ⇒ $A_t \geq 0.02L \ \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = \frac{240}{400} = 0.46cm^2/ml$

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

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

On choisira :

A_{t1} = 5 Ø 5 = $0.98cm^2$ *avec un espacement de* 20*cm.*

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

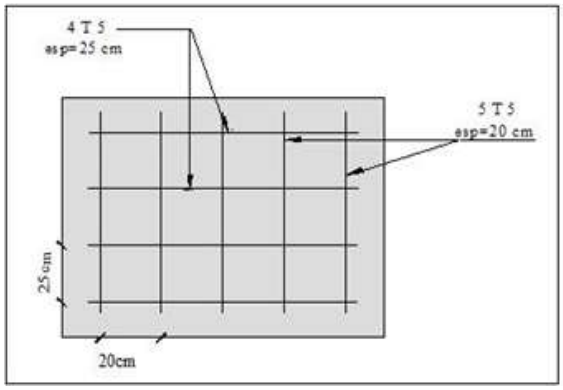


Figure.III.4 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3.2. Les poutrelles

III.3.2.1 Introduction

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q) a la flexion simple, la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65L, on adopte les Poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.3.2.2 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 où (0,5 x 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 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 $\mu \leq \mu_l$

c) Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

Tableau III.4 : détermination les charges et surcharges

L(m)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Charge permanente G KN /ml	
3.4 m	Q = max1KN ; 0.5L	Poids de la poutrelle	Poids du corps creux
		0.04x0.12x25=0.12	0.65x1 = 0.65
	1.70	0.12+0.65=0.77	

d) Calcul de la flèche :

Tableau III.5 : vérification de la flèche pour la poutrelle d'étage avant coulage.

Nombre d'étais	L (mm)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	E(MPa)	I (mm^4)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	3400	0.77	1.70	32164.20	640000	132.71	6.8	Non vérifiée
1	1700	0.77	1	32164.20	640000	9.04	3.4	Non vérifiée
2	1333.33	0.77	1	32164.20	640000	2.28	2.26	Non vérifiée
3	850	0.77	1	32164.20	640000	0.88	1.7	vérifiée

Conclusion

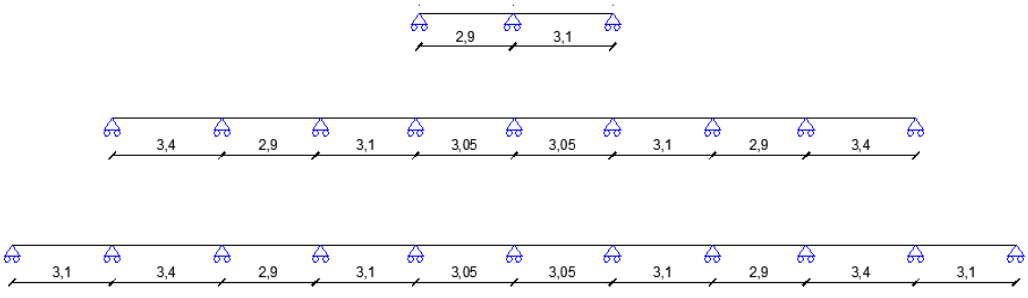
Il faut prévoir trois étais le long de la travée espacés de 0.85 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.3. Après coulage :

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 8 travées.
- Poutrelle à 10 travées.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000



III.3.2.3.1. Les sollicitations max en travée et aux appuis :

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

Tableau III.6 : les sollicitations max en travée et aux appui

Etage	ELU		ELS	
Terrasse	Mt (max) *[kN.m]*	4.57	Mt (max) *[kN.m]*	3.33
	Ma (max) *[kN.m]*	-6.93	Ma (max) *[kN.m]*	-5.02
	T (max) *[kN]*	12.27	-	
Etage Courant	Mt (max) *[kN.m]*	4.64	Mt (max) *[kN.m]*	3.37
	Ma (max) *[kN.m]*	-7.76	Ma (max) *[kN.m]*	-5.62
	T (max) *[kN]*	12.78	-	
Commerce	Mt (max) *[kN.m]*	10.93	Mt (max) *[kN.m]*	7.72
	Ma (max) *[kN.m]*	-11.15	Ma (max) *[kN.m]*	-7.87
	T (max) *[kN]*	18.44	-	

Commentaire : le tableau représente les moments max à trois usages déférents.

III.3.2.3.1.1. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS

a) L'ELU

b) L'ELS

c) efforts tranchan

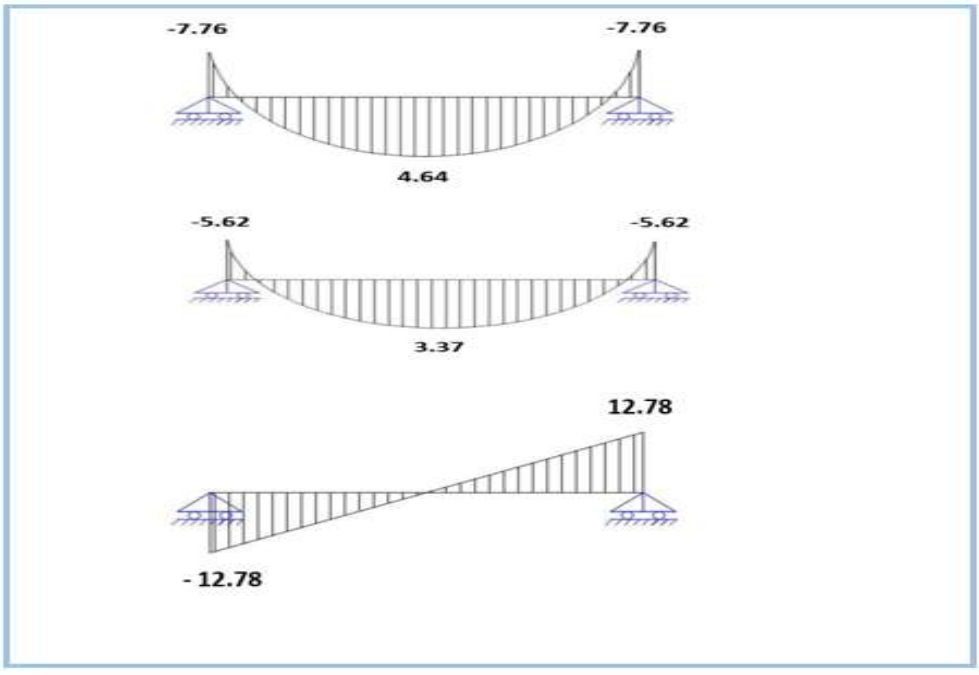


Figure.III.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU et l'ELS plus efforts tranchants à l'ELU

III .3.2.3.2. Ferraillage des poutrelles

III .3.2.3.2.1. Calcul du ferraillage

Le calcul se fait sur une section de poutrelle à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul ROBOT Expert pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) 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.5

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles

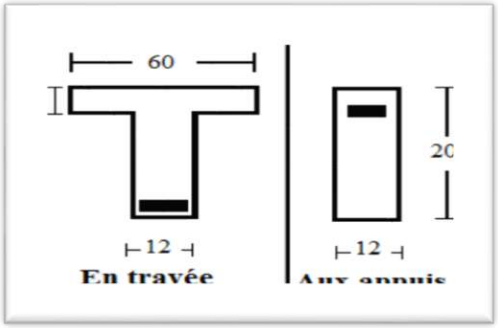


figure III.6. Les sections considérées

Pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux

Tableau III. 7. Calcul du ferraillage à l'ELU plancher courant

	M_U(KN.m)	A_{s1}(cm^2)		A_{s2}(cm^2)
Travée	4.64	Calculée	0.75	0.00
		choisie	2HA10=1.57	1HA10=0.79
Appui	-7.76	Calculée	0.00	1.5
		choisie	2HA10=1.57	1HA10+1HA12=1.92

III .3.2.3.2.2. Vérification des contraintes normale à L'ELS de la poutrelle du plancher courant-CBA93 Art.A.4.5.3

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau III. 8. Vérification à l'ELS plancher courant

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
travée	3.37	2	15	124.6	400	vérifiée	vérifiée
appui	-5.62	10.8	15	201.6	400	vérifiée	vérifiée

III .3.2.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

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

Tableau III.9. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles plancher courant

Etage	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
terrasse	12.78	0.89	3.33	vérifiée

III .3.2.3.2.4. Armatures transversales

$\emptyset t \leq \min(35h ; \emptyset L ; b100) \Longrightarrow \emptyset t \leq 4.95$ mm

On choisit : $\emptyset$ = 4 mm et At = 2∅4 = 0,25cm2

- Espacement des armatures transversales : [CBA93 Art A.5.1.2.2]

St ≤ min (0.9 d; 40 cm) ⇒ St ≤ 16, 2 cm

On a choisi : St =20 cm

III .3.2.3.2.5. Vérification de la flèche à L'ELS–CBA Art.B.6.5.3

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche les résultats sont présentés dans le tableau **III.10**

Calcul de la flèche :

Tableau III.10. Vérification de la flèche (plancher courant)

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
8	20	3.40	-0.84		-4.97	1.57	0.79	1.6	6.80	vérifiée
				3.37						

Donc, la flèche est assurée

III .3.2.3.2.6. Détail de Ferraillage

Les dimensions et les armatures des deux types des poutrelles (plancher courant) sont présentées sur les deux figures suivantes :

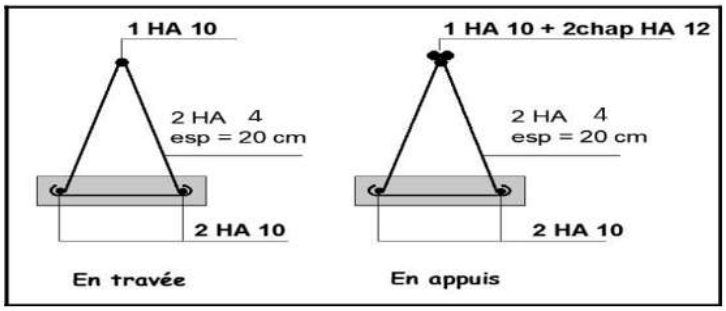


Figure III.7. Ferraillage des poutrelles

III .3.2.3.2.7. Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce

III.3.2.3.2.7.1. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS

a) **L'ELU**

b) **L'ELS**

c) **efforts tranchants**

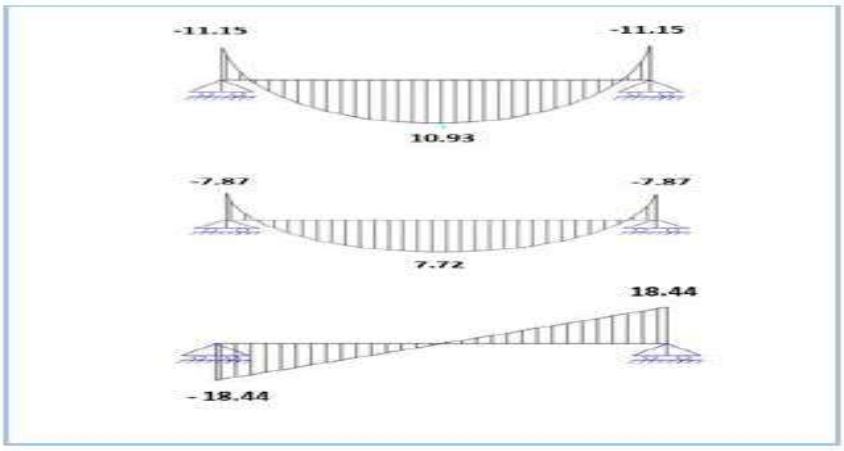


Figure III. 8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU et l'ELS plus efforts tranchants à l'ELU

Tableau III. 11. Calcul du ferraillage à l'ELU plancher commerce

	M_U(KN.m)	A_{s1}(cm^2)		A_{s2}(cm^2)
Travée	10.93	Calculée	1.80	0.00
		choisi	3HA10=2.36cm^2	1HA10=0.79cm^2
Appui	11.15	Calculée	0.00	2.40
		choisi	3HA10=2.36cm^2	1HA10+2HA12=3.05cm^2

III .3.2.3.2.8. Vérification des contraintes normale à L'ELS de la poutrelle du plancher commerce-CBA93 Art.A.4.5.3

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau III.12. Vérification des contraintes normale à l'ELS plancher commerce

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
travée	7.72	3.8	15	196.5	400	vérifié	vérifié
appui	-7.78	13.9	15	97.1	400	vérifié	vérifié

III .3.2.3.2.9. Vérification de l'effort tranchant à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

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

Tableau III.13. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles plancher commerce

Etage	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
terrasse	18.44	1.28	3.33	vérifié

III .3.2.3.2.10. Armatures transversales

$\emptyset t \leq \min(35h; \emptyset L; b100) \Longrightarrow \emptyset t \leq 7.14$ mm

On choisit : $\emptyset$ = 6 mm et At = 2Ø6 = 0,56cm2

- Espacement des armatures transversales : [CBA93 Art A.5.1.2.2]

St ≤ min (0.9 d; 40 cm) ⇒ St ≤ 16, 2 cm

On a choisi : St =20 cm

III .3.2.3.2.11. Vérification de la flèche à L'ELS–CBA Art.B.6.5.3

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche sont présentés dans le tableau **III.14.**

Calcul de la flèche

Tableau III.14. Vérification de la flèche plancher commerce

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
8	20	3.40	-1.93		-1.93	2.36	0.79	3.8	6.80	vérifiée
				7.72						

Donc, la flèche est assurée

III .3.2.3.2.12. Détail de Ferraillage

Les dimensions et les armatures des deux types des poutrelles (plancher commerce) sont présentées sur les deux figures suivantes :

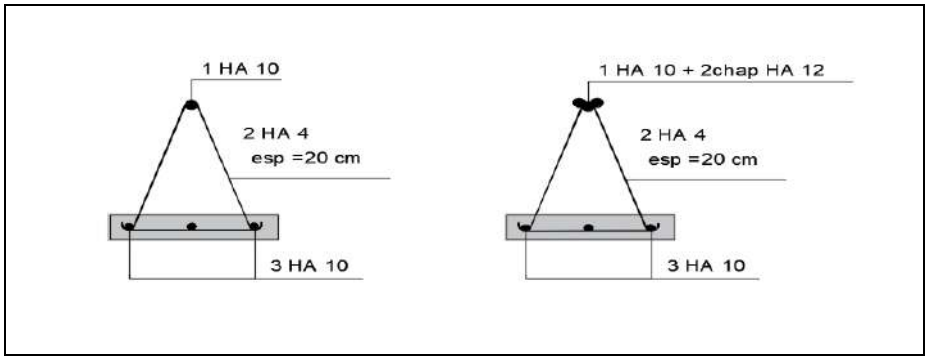


Figure III.9. Ferraillage des poutrelles

III.4.Les Escaliers

L'escalier est un élément important, il permet la circulation verticale, c'est un ensemble de marche et contre marche, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité, ce dernier est constitué par deux composantes (palier et paillasse)

III.4.1. Dimensionnement

Dans notre bloc, on à un seul type d'escalier (droit à deux volées), le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

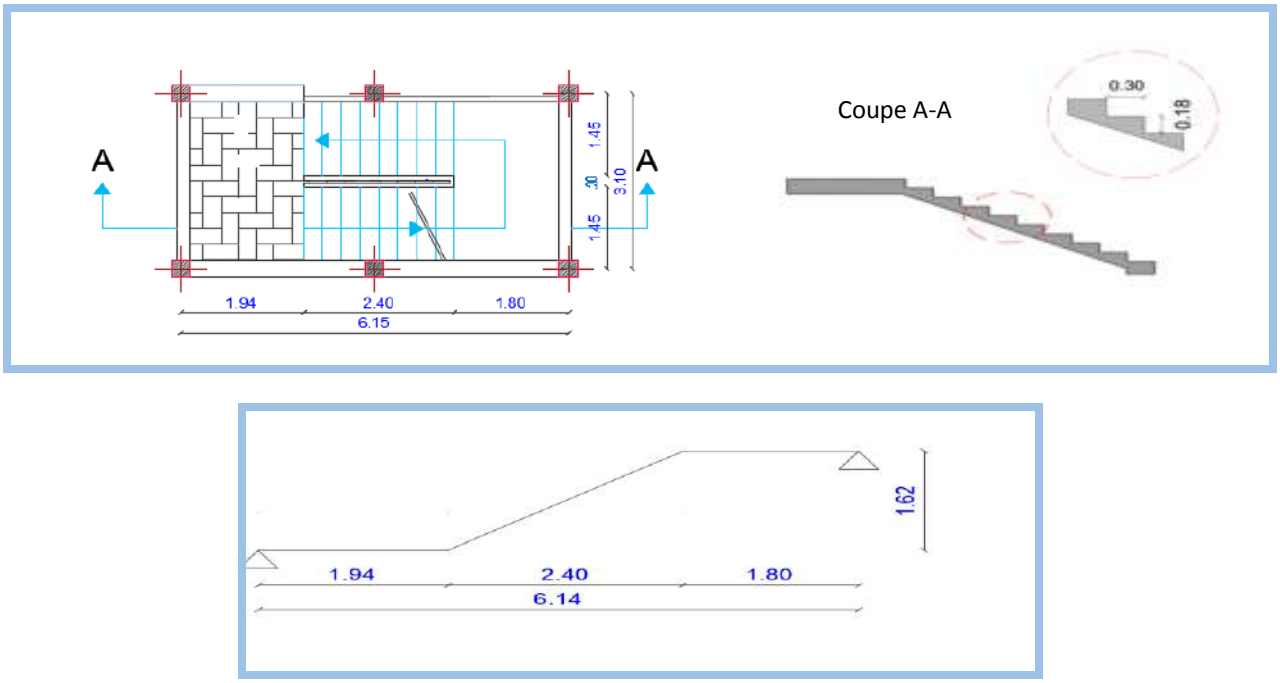


Figure III.10. Schéma statique d'escalier.

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \frac{18}{30} = 0.6 \qquad \alpha = 30.96$$

- **La longueur de la paillasse**

$$L_{Paillasse} = \frac{L1}{\cos\alpha} \Rightarrow \frac{2.40}{\cos(30.96)} = 2.80\ \text{m}$$

$$L_{Total} = 1.94 + 2.80 + 1.80 = 6.54\text{m}$$

- **L'épaisseur de la paillasse et palier**

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 18.68\ \text{cm} \leq e \leq 21.8\ \text{cm}$$ On prend : e = 25cm

- **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)** [Art 4.1.3]

  $59cm \leq g+ 2h \leq 66cm$ => $g+2h = 66cm$ (CV)

III.4.2. Evaluation charges et surcharges

III.4.2.1. Charge permanents du palier et de paillasse

Tableau III.15 : Charge permanente de L'escalier

N	composants	Epaisseur	Poids volumiques	Poids surfaciques	Référence
		(m)	**(KN /m^3)**	**(KN /m^2)**	
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2C.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C.2.2C.2- ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2ANEXES VI-A
4	Dalle du palier	**0.25**	**25**	**6.25**	DTR B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
5	dalle de paillasse	**h/2**	**25**	**2.25**	DTR B.C.2.2 POIDS VOLUMIQUES
6	Les marches	**e/cosα**	**25**	**7.26**	DTR B.C.2.2 POIDS VOLUMIQUES
7	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2C.2- Enduits
		G (charge du palier)		**7.95**	
		G (charge du palliasse)		**11.11**	

III.4.2.2. Charge d'exploitation du palier et de paillasse

Q = 2.50 (kN/m^2) **Réf** : DTR B.C 2.2 – Art .7.2.1

III.4.3. Détermination des sollicitations

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 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 Suivants :

Calcul des éléments secondaires

Pu = [1,35G+1,5Q] x 1m **Réf** : CBA93-Art.a.3.3.2.1

Pser = [G+Q] x 1m **Réf** : CBA93-Art.a.3.3.3

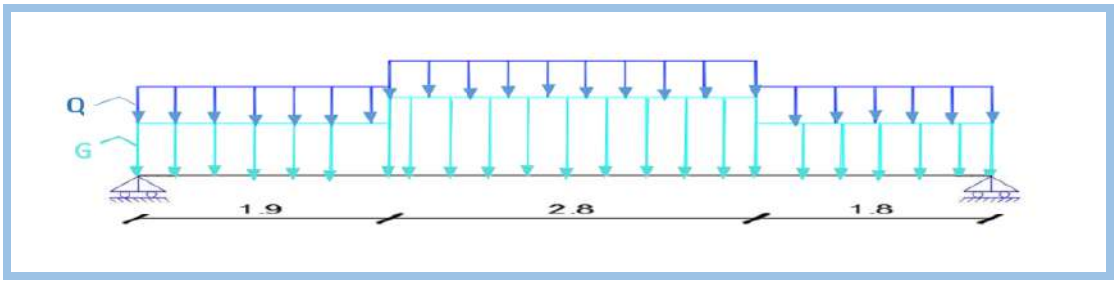


Figure III.11. Chargement dans l'escalier

Tableau III.16. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
Palier	7.95	2.5	14.48	10.45
Paillasse	11.11	2.5	18.75	13.61

Tableau III.17. Les sollicitations dans l'escalier.

sollicitations	M_t (kN.m)	M_a(Kn.m)	T (KN)
ELU	78.47	-46.16	54.45
ELS	56.86	-33.45	39.41

System hyper statique

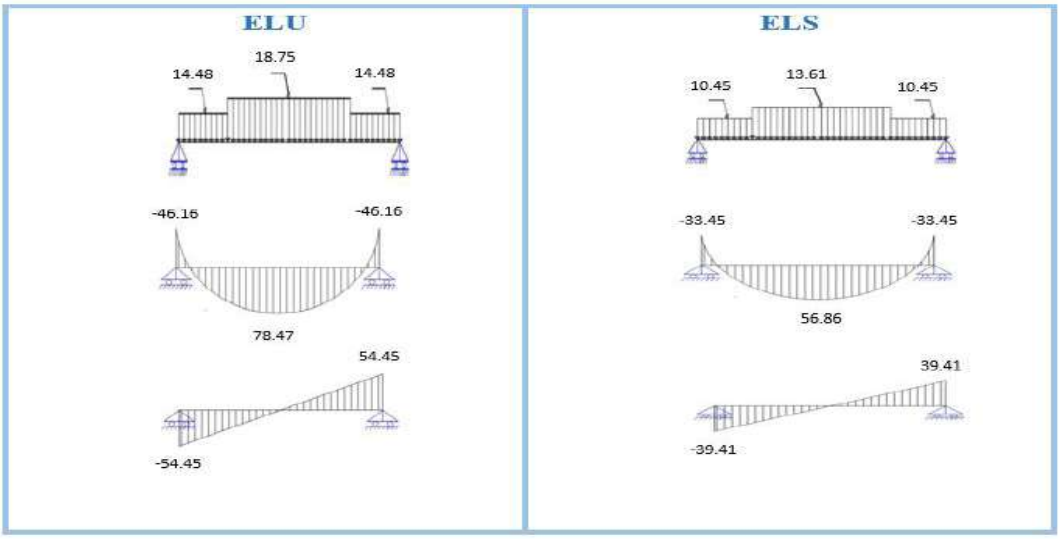


Figure III.12. Diagramme des efforts à l'ELU et ELS

III.4.4. Calcul de ferraillage a l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.4.1. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

III.4.4.1. Les armatures longitudinales

Tableau III.18. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t(cm)
Travéea	78.47	10.64	7HA14=10.78	15
appuis	-46.16	6.10	7HA14=10.78	

III.4.4.2. Armatures de répartition

Tableau III.19. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép}$=A/4(cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)	S_t
Travée	2.7	7HA8=3.52	15
Appuis	2.7	7HA8=3.52	

III.4.4.3. Vérification de la contrainte normale à L'ELS CBA93 Art.A.4.5.3

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

	A(cm^2)	M_{Ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10.78	56.86	7.99	15	Vérifiée
Appuis	10.78	-33.45	4.70		

Tableau III.20. Vérification de la contrainte à L'ELS

III.4.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU **CBA93 Art.A.5.1.2.1.1**

Tableau III.21. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELS

Section	T(KN)	τ (MP)	$\overline{\tau}$ (MP)	$\tau \leq \overline{\tau}$
100 x 20	54.45	0.24	1.16	Vérifiée

III.4.4.5. Vérification de la flèche CBA93 Art.B 6.5.3

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si L ≤ 5m

$f_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$ si L ≥ 5m

Tableau.III.22. Vérification de la flèche de l'escalier

Escalier			Sollicitation a L'ELS			Armatures principales		Flèche		vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{S2}	f	f_{adm}	
cm	cm	m	KN.m			cm^2		mm		Non vérifiée
100	25	6.54	-33.45	56.86	-33.45	10.80	00	13.6	11.54	

Remarque :

La flèche n'a pas été vérifiée à cause de la grondeur de la volée, a cette effet on a procédé à ajouter un chinage au niveau de la première contre marche qui sera considère comme appui à notre schéma Statique Le chinage devient comme poutre de départ de l'escalier et poutre d'arrive de ce dernier

III.4.5. Dimensionnement

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

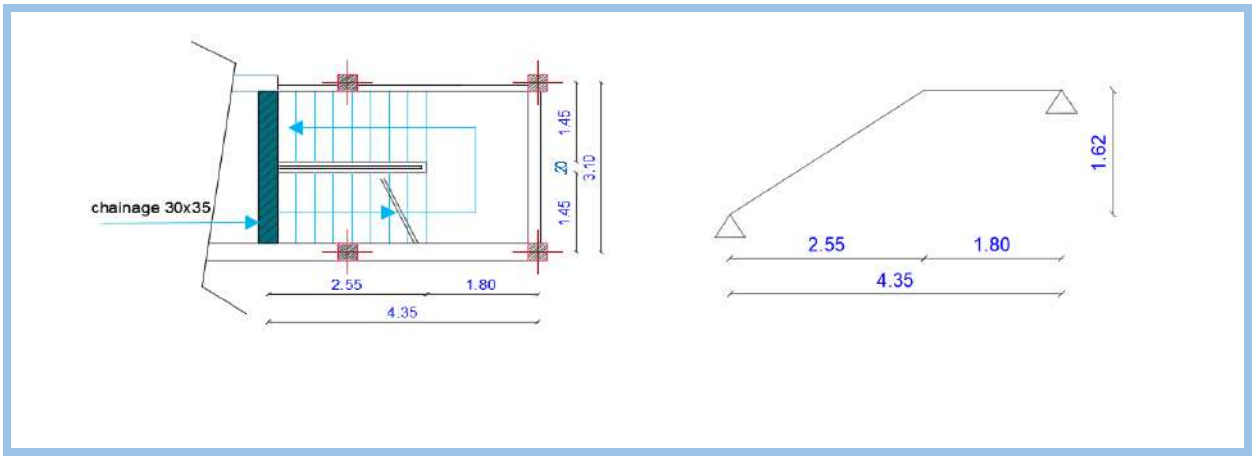


Figure III.13. Schéma statique d'escalier.

- **La longueur de la paillasse**

$L_{Paillasse} = \frac{L1}{\cos\alpha} => \frac{2.55}{\cos(30.96)} = 2.97$ m

$L_{Total} = 2.97 + 1.80 = 4.77$m

- **L'épaisseur de la paillasse et palier**

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad => 13.62 \text{ cm} \leq e \leq 15.9 \text{ cm}$$

La flèche à 16 cm n'a pas été vérifiée donc on adopte ep = 17cm

III.4.5.1. Evaluation charges et surcharges

Tableau III.23 : Charge permanente et d'exploitation de L'escalier

G (charge p du palier) (KN/m^2)	**5.95**
G charge du palliasse (volée) (KN/m^2)	**8.78**
Q (Charge du palier et de paillasse) (KN/m^2)	**2.5**

III.4.5.2. Détermination des sollicitations

Tableau III.24. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/m2)	Q (kN/m2)	Pultime (KN/m2)	P service (KN/m2)
Palier	5.95	2.5	11.78	10.45
Paillasse	8.75	2.5	15.56	11.25

Tableau III.25. Les sollicitations dans l'escalier.

sollicitations	M_t (KN.m)	M_a(KN.m)	T (KN)
ELU	32.53	-19.14	31.83
ELS	23.67	-13.81	22.99

System hyper statique

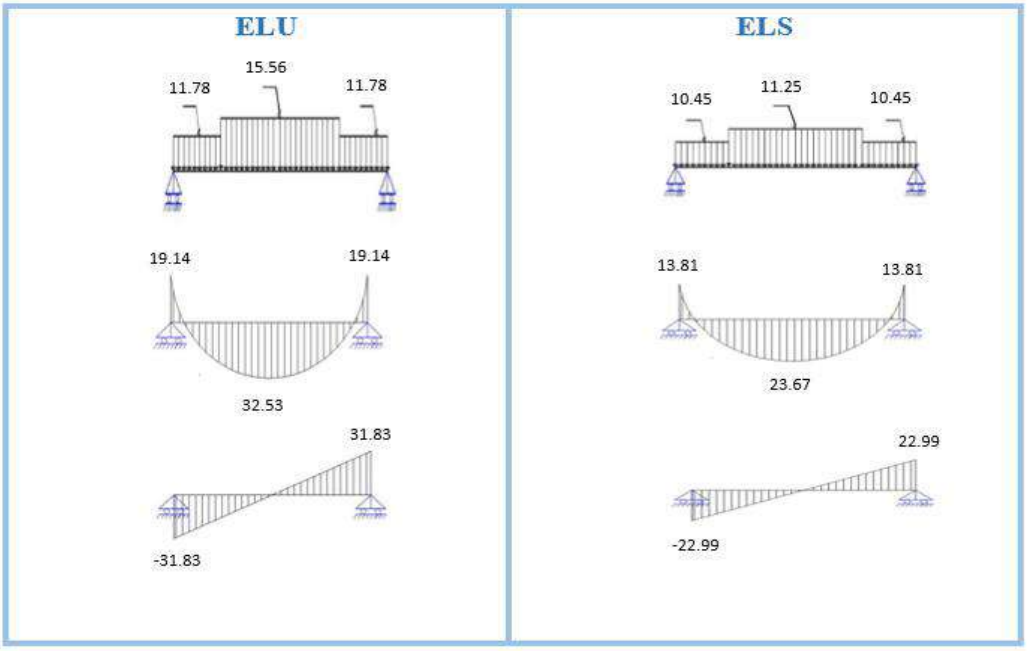


Figure III.14. Diagramme des efforts à l'ELU et ELS

III.4.5.3. Calcul de ferraillage a l'ELU

III.4.5.3.1. Les armatures longitudinales

Tableau III.26. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	At_{min}(cm^2)	S_t(cm)
Travéea	32.53	6.85	7HA12=7.92	1.7	15
Appuis	-19.14	3.93	7HA12=7.92		

Section tendue, c'est la section minimale At_{min} =0.10%.b.h (cm^2) CBA93 Art.B.6.4

III.4.5.3.2. Armatures de répartition

Tableau III.27. Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép}$=A/4(cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)	S_t
Travée	1.98	7HA8=3.52	15
Appuis	1.98	7HA8=3.52	

III.4.5.3.3. Vérification de la contrainte normale à L'ELS CBA93 Art.A.4.5.3

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.28. Vérification de la contrainte à L'ELS

	A(cm^2)	M_{Ser}(KN.m)	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	7.92	23.67	7.64	231.68	15	400	oui
Appuis	7.92	-13.81	4.16	135.17			

III.4.5.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

Tableau III.29. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU

Section	T(KN)	τ (MP)	$\overline{\tau}$ (MP)	$\tau \leq \overline{\tau}$
100 x 17	31.86	0.22	1.16	Vérifiée

III.4.5.3.5. Vérification de la flèche CBA93 Art. 6.5.3

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$

$f_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$

Tableau.III.30. Vérification de la flèche de l'escalier

Escalier			Sollicitation a L'ELS			Armatures principales		Flèche		vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{S2}	f	f_{adm}	
cm	cm	m	KN.m			cm^2		mm		oui
100	17	4.77	-13.81	23.67	-13.81	7.92	00	9	9.5	

III.4.5.3.6. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appuis

Section de non fragilité

$= \min \left\{ 0.26 \frac{ft28}{fe} .b.d \; ; \; 0.0013.b.d \right\} = 1.97\ cm^2$ Réf : EC2-Art

A_{choisi} = 7HA8 = 3.52 cm^2.ml

Espacement e=15

$A_{rép}$ = A/4 = 0.88 => 7HA8 = 3.52 cm^2.ml

Espacement e=15

Armatures longitudinales pour éviter les poussées au vide

A_V = 7HA8 = 3.52

Espacement e=15

III.5. La poutre palière

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle d'assurer un deuxième appui pour l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.5.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre axe.
h : la hauteur de la poutre.
b : la largeur de la poutre.

Tableau III.31. Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre Palière			
Conditions de résistance	L = 3.1m 20.6cm ≤ h ≤31cmOn adopte h=35cm 9.45cm≤ b ≤12.6cmOn adopte b=30cm	Vérification Selon le RPA	b =30cm ≥20cm h = 35cm≥30cm $\frac{h}{b}$ =1.16≤4.0 Condition vérifiées

III.5.2. Charges revenant à la poutre

$$G = \frac{[GPoidsPropre + (2 \times RAG)]}{L} \quad \text{et} \quad Q = \frac{[2 \times RAQ]}{L}$$

Avec R_G = 20.97 KN/ml et R_Q = 6.27 KN/ml

G = 14.37KN/ml et Q = 3.95KN/ml

III.5.3. Calcul des efforts

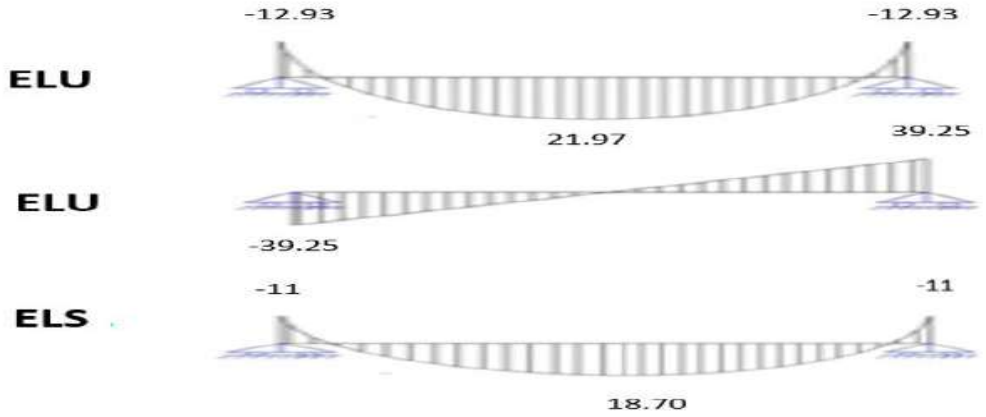


Figure III.15. Diagramme des moments et des efforts tranchants de la poutre palière

III.5.4. Calcul de ferraillage a ELU

III.5.4.1. Armatures longitudinales

Tableau III.32. Résultats du ferraillage longitudinal

Sollicitation a l'ELU		Section d'armatures		Section choisies	
M_t	M_a	A_t	A_a	$A_{t\ choisi}$	$A_{a\ choisi}$
21.97	-12.93	1.99	1.16	3HA12=3.39	3HA12=3.39

III.5.4.2. Armatures transversales **(RPA99 v2003 Art.7.5.2.2)**

Tableau.III.33. Armatures transversales de la poutre palière

espacement		armatures	
Zone nodal (cm)	Zone courante (cm)	Ø (mm)	A_t (cm^2)
10	15	8	4HA8=3.01

III.5.5. Vérification des contraintes à ELS (CBA93 Art.A.4.5.3)

Type de fissuration : peu préjudiciable

Sollicitation a l'ELS		Contrainte en travée			Contrainte en appuis			Contraintes adm		vérification
M_t	M_a	$б_b$	$б_s$	$б_s'$	$б_b$	$б_s$	$б_s'$	$[б_b]$	$[б_s]$	oui
18.70	-11	4.03	184.70	41.63	1.48	19.03	19.03	15	400	

Tableau III.34. Vérification des contraintes

III.5.6. Vérification des contraintes de cisaillement a ELU (CBA93 Art.A.5.1.2.1.1)

Tableau III.35. Vérification de l'effort tranchant

T(KN)	τ (MP)	$\bar{\tau}$ (MP)	$\tau \leq \bar{\tau}$
39.25	0.4	2.5	Vérifiée

III.5.7. Vérification de la flèche a l'ELS (CBA93 Art.B 6.5.3)

$f_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$

$f_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$

Tableau.III.36. Vérification de la flèche de l'escalier

Poutre palier			Sollicitation a L'ELS			Armatures principales		Flèche		vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{S2}	f	f_{adm}	
cm	cm	m	KN.m			cm^2		mm		oui
30	35	3.10	-11	18.70	-11	3.39	3.39	0.8	6.20	

III.5.8. Détail de Ferraillage

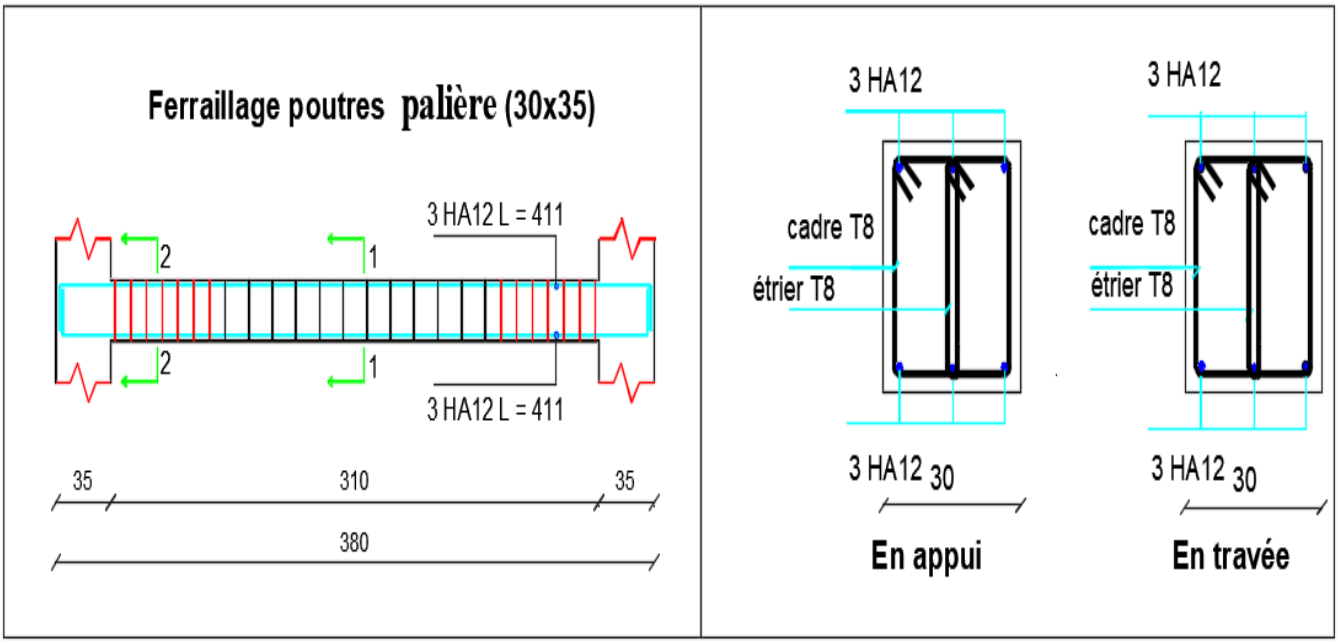


Figure III.16. Détail de Ferraillage de poutre palière

III.6. DALLES PLEINES

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans en béton armé, ils sont couramment utilisés dans les bâtiments pour les cas des charges élevées, les planchers de formes irrégulières et le nombre des appuis du plancher.

III.6.1. h la dalle pleine

On a fait le calcul pour tous les types des dalles pleines quel que soit triangulaire ou bien rectangulaire, alors on garde seulement les types les plus défavorables et on a trouvées les mêmes résultats.

III.6.2. Dalle Pleine Trappas « Type 1 »

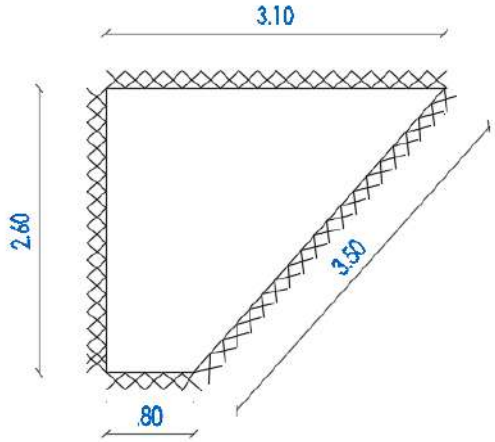


Figure III.17. schéma statique de la dalle pleine

III.6.2.1. Pré dimensionnement

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

$$3.22 \leq e \leq 3.62$$

On prend : e = 15 cm

III.6.2.2. Evaluation des charges

G= 6.91KN/m^2 **Réf. :** DTR B.C 2.2 – Art.III.1

Q= 3.5 KN/m^2 **Réf. :** DTR B.C 2.2 – Art.7.2.1

III.6.2.3. Combinaison des charges

1.35G+1.5Q= 14.58 KN/m^2 **Réf. :** CBA93- Art.a.3.3.3.1

G+Q= 10.41 KN/m^2 **Réf. :** CBA93- Art.a.3.3.3

III.6.3. Calcul de ferraillage a l'ELU

Le calcul se fait sur une section de dalle pleine à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul ROBOT Expert

Tableau III.37. Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELU

Sens X :	**Sens Y :**
Moments fléchissant	
$\mathbf{M_{Ty}}$ = 1.11 KN.m	$\mathbf{M_{Tx}}$ = 0.60 KN.m
$\mathbf{M_{ay}}$ = -1.43 KN.m	$\mathbf{M_{ax}}$ = -9.97 KN.m

III.6.3.1. Calcul des armatures longitudinales

Sens X :

III.6.3.2. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU

Tableau III.38. Les armatures longitudinales a L'ELU sens x

Dalle		Sollicitations à L'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
cm	**cm**	**KN.m**	**KN.m**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**
100	15	1.11	-1.43	1.75	0.00	0.00	1.75

III.6.3.3. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.39. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Dalle			Section d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	A_{S1} choisi	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi
cm	cm	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			e_p =15 cm	e_p =15 cm	e_p =15 cm	e_p =15 cm

SensY :

III.6.3.4. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU

Tableau III.40. Les armatures longitudinales a L'ELU **sens y**

Dalle		Sollicitations à L'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
cm	**cm**	**KN.m**	**KN.m**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**
100	15	0.60	-9.97	1.75	0.00	0.00	2.35

III.6.3.5. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.41. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Dalle			Section d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	A_{S1} choisi	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi
cm	cm	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

III.6.3.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau III.42. Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELS

Sens X :	**Sens Y :**
Moments fléchissant	
$\mathbf{M_{Ty}}$ = 0.8 KN.m	$\mathbf{M_{Tx}}$ = 0.3 KN.m
$\mathbf{M_{ay}}$ = -1.03 KN.m	$\mathbf{M_{ax}}$ = - 7.22 KN.m

Sens X :

Tableau III.43. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens x

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	0.8	0.2	15	2	201.63	vérifié	vérifié
appui	-1.03	0.3	15	2.5	201.63	vérifié	vérifié

SensY :

Tableau III.44. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens y

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	0.3	0.1	15	0.7	201.63	vérifié	vérifié
appui	- 7.23	1.8	15	17.6	201.63	vérifié	vérifié

III.6.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU :

T_x= 4.58 KN **T_Y=** 19.70 **KN**

Tableau III.45. Vérification des contraintes de cisaillement

Etage	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
terrasse	19.70	0.16	1.16	vérifié

III.6.3.8. Vérification de la flèche à L'ELS

Tableau III.46. Vérification de la flèche à L'ELS

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
100	15	14.5	-3.28	0.8	-0.7	3.52	3.52	0	2.9	vérifié

Donc, la flèche est assurée

III.6.5. Dalle Pleine rectangulaire « Type 2 »

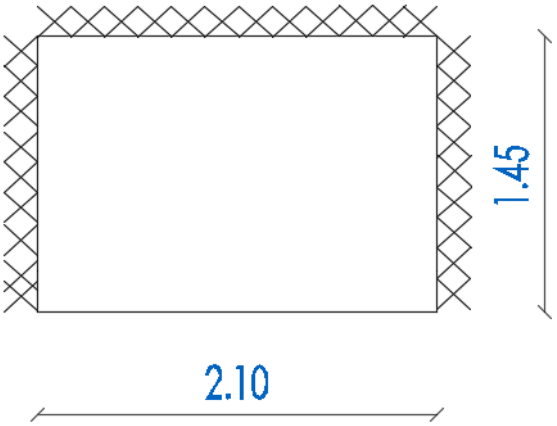


Figure III.18. Schéma statique de la dalle pleine

III.6.5.1. Pré dimensionnement

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

$$5.77 \leq e \leq 6.5$$

On prend : e= 15 cm

III.6.5.2. Evaluation des charges

G= 6.91 KN/m^2 **Réf. :** DTR B.C 2.2 – Art.III.1

Q= 3.5 KN/m^2 **Réf. :** DTR B.C 2.2 – Art.7.2.1

III.6.5.3. Combinaison des charges

1.35G+1.5Q= 14.58 KN/m^2

G+Q=10.41 KN/m^2

III.6.5.4. Détermination des sollicitations

Tableau III.47. Moments fléchissant

Sens X :	**Sens Y :**
Moments fléchissant	
$\mathbf{M_{Ty}}$ = 1.52 KN.m	$\mathbf{M_{Tx}}$ = 2.06 KN.m
$\mathbf{M_{ay}}$ = -7.10 KN.m	$\mathbf{M_{ax}}$ = - 7.27 KN.m

III.6.5.5. Calcul des armatures longitudinales

Sens X

III.6.5.6. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU

Tableau III.48. Les armatures longitudinales a L'ELU sens x

Dalle		Sollicitations à L'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
cm	**cm**	**KN.m**	**KN.m**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**
100	15	1.52	-7.10	1.75	0.00	0.00	1.75

III.6.5.7. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.49. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui sens x

Dalle			Section d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	A_{S1} choisi	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi
cm	cm	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

SensY

III.6.5.8. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU

Tableau III.50. Les armatures longitudinales a L'ELU sens y

Dalle		Sollicitations à L'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
cm	**cm**	**KN.m**	**KN.m**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**
100	15	2.06	- 7.27	1.75	0.00	0.00	1.75

III.6.5.9. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.51. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui sens y

Dalle			Section d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	A_{S1} choisi	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi
cm	cm	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

III.6.5.10. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau III.52. Moments fléchissant en travée et en appuis a L'ELS

Sens X :	**Sens Y :**
Moments fléchissant	
$\mathbf{M_{Ty}}$ = 1.1 KN.m	$\mathbf{M_{Tx}}$ = 1.49 KN.m
$\mathbf{M_{ay}}$ = -5.13 KN.m	$\mathbf{M_{ax}}$ = 5.28 KN.m

Sens X

Tableau III.53. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens x

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	1.1	0.3	15	2.7	201.63	vérifié	vérifié
appui	-5.13	1.3	15	12.5	201.63	vérifié	vérifié

SensY

Tableau III.54. Vérification des contraintes normales à L'ELS sens y

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	1.49	0.4	15	3.6	201.63	vérifié	vérifié
appui	- 5.28	1.3	15	12.9	201.63	vérifié	vérifié

III.6.5.11. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

T_x= 16.80 **KN** T_Y= 16.52 **KN**

Tableau III.55. Vérification des contraintes de cisaillement

Etage	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
terrasse	16.80	0.13	1.16	vérifié

III.6.5.12. Vérification de la flèche à L'ELS

Tableau III.56. Vérification de la flèche à L'ELS

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
100	15	26	-5.26	1.49	-1	3.52	3.52	0.1	5.2	vérifié

Donc, la flèche est assurée

III.7. Dalles machine

III.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir u **Figure III.10.** Schéma statique d'escalier.
ne certaine rigidité vu le poids de la machine.

a) Condition de résistance

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow 2cm \leq e \leq 2.5cm$$

b). Condition de l'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs **(E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est e ≥ 25cme

⇒ On prend : e=25cm

III.7.3. Poids de la machine supportée

q : est le chargement de la dalle est donné par la fiche technique de l'ascenseur sous forme des Charges concentrées. La figure suivante montre la distribution des charges sur la dalle machine.

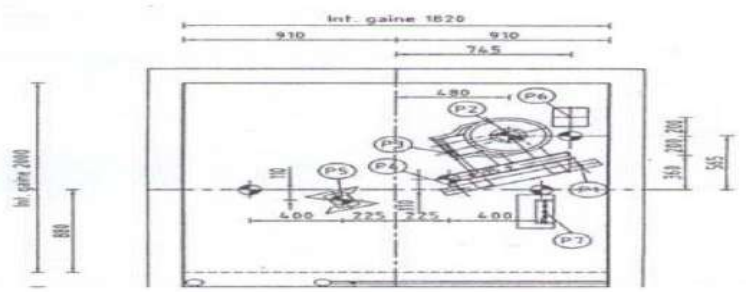


Figure III.19. Déférentes charge agissantes sur la dalle

Le tableau suivant donné par la fiche technique d'un ascenseur OTIS qui supporte 5 personnes et de 450kg avec une vitesse de 1.00m/s montre les réactions des équipements.

Tableau III.57. Poids de la machine supportée

P (KN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**
84	32	16	7.5	12.5	11	10

$q = \frac{\sum pi}{s} = 173$ KN/m^2

III.7.3.1. Détermination des charges et surcharges :

a). Charges permanentes G :

G = Poids propre de la dalle + la charge q équipements.

G = (0.25x25) + 173

G = 179.25 KN/m^2

b). Surcharge d'exploitation

Q=5kN/m

Tableau 58. Détermination des chargements de la dalle

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu(KN/m²)	Ps(KN/m²)
179.25	5	249.48	184.25

III .7.3.2. Méthode de calcul

La dalle machine c'est une dalle pleine donc elle sera calculée par La méthode des lignes de rupture qui est basée sur le mécanisme des fissures.

III.7.3.3. Principe de calcul

∑ Travail externe = ∑ Travail interne

Donc :

ELU : M_t = 10.39 KN.m

M_a = -5.19 KN.m

ELS : M_t = 7.67 KN.m

M_a = 3.83 KN.m

III.7.4. Ferraillage

le calcul du ferraillage en flexion simple . se fait pour une bande de 1m de largeur , la fissuration est peu nuisible .

h = 25 cm , b =100 cm , c =2.5 cm , f_e =400 Mpa , f_{c28}=25 Mpa.

III.7.4.1. Calcul de ferraillages longitudinales à L'ELU

Tableau III.59. Les armatures longitudinales a L'ELU

Dalle		Sollicitations à L'ELU		Section d'armatures calculées			
b	e	M travée	M appui	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
cm	**cm**	**KN.m**	**KN.m**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**	**Cm^2**
100	25	10.39	-5.19	1.21	0.00	0.00	0.6

III.7.4.2. Calcul Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Tableau III.60. Armatures longitudinales choisis en travées et en appui

Dalle			Section d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A_{min}	A_{S1} choisi	A_{S2} choisi	A'_{S1} choisi	A'_{S2} choisi
cm	cm	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2
100	25	2.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			15	15	15	15

III.7.4.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau III.61. Vérification des contraintes normales à L'ELS

	M_{ser}(KN.m)	σ_b(MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	7.67	0.7	15	8.1	201.63	vérifié	vérifié
appui	-3.83	0.3	15	4	201.63	vérifié	vérifié

III.7.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.62. Vérification des contraintes de cisaillement

Etage	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
terrasse	61.4	0.27	1.16	vérifié

III.7.4.5. Vérification de la flèche à L'ELS

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

$\frac{h}{lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$ => **0.2 ≥ 0.1 c .v**

$\frac{A}{b\,X\,d} \leq \frac{2}{fe}$ => **0.0023 ≤ 0.005 c. v**

Les condition sont vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire **.**

III.7.4.6. Vérification de non poinçonnement (C.B. A93)

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f\,cj}{b}$$

qu= Max (p1, p2, p3, p4, p5, p6, p7) =84

Uc = 2(U+V) , Uc = 2a+2b+4h+8e ; (a=b=e=0)

Uc =4h = 100cm

$84 \leq 205.43$ cv

La condition de non poinçonnement est vérifiée.

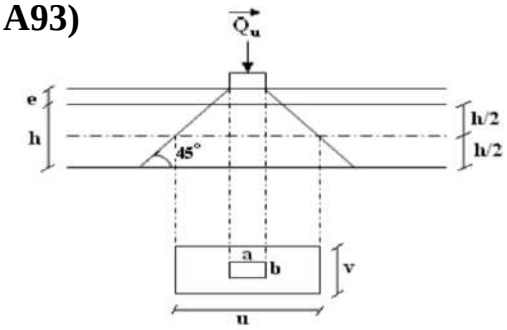


Figure III.20. Schéma de la vérification de non poinçonnement

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Vu que cette activité peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'étude sismique est la phase la plus importante pour la stabilité de la structure. Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux de comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique et introduite sous forme de spectre de réponse.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D moyennant le l'outil informatique le logiciel SAP2000 Version 22. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Avant d'entamer la modélisation de la structure, il faut s'assurer que la structure est équilibrée c'est-à-dire tout en essayant de ramener le centre des éléments porteurs au centre des éléments portés (centre de rigidité au centre de masse). Ainsi, il faut que les éléments porteurs et les éléments portés doivent chevaucher c'est à dire le bras de levé entre les deux centres (masse et rigidité) doit être le minimum possible voir nul.

Les éléments porteurs sont des entités qui absorbent la force sismique par leurs inerties selon leurs orientations dans les deux directions X et Y. Si ces éléments ne suffisent pas, on se voit contraint d'agrandir les dimensions de ces éléments qui sont les poteaux, sinon on opte à des éléments plus grands que les poteaux voire les voiles.

Les voiles doivent être disposés à égale distance par rapport aux axes de symétries X, Y et enfin malgré les dispositions adoptées, on doit vérifier encore l'équilibre de la structure. Pour que cet équilibre soit assuré, il faut que le centre de rigidité (ou de torsion) et le centre de masse chevauche pour que l'on puisse parler d'équilibre d'une structure.

Le centre de rigidité (torsion) concerne les éléments porteurs (poteaux, voiles).

IV.7. Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux surtout d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer à l'état auto stable de la structure pour nous permet de connaitre le sens de rotation sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.7.1. 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.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\Sigma Wi * Xi}{\Sigma Wi} \quad et \quad Y_G = \frac{\Sigma Wi * Yi}{\Sigma Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.7.2. Centre de torsion

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation lorsque le centre de rigidité est orienté dans la direction du centre de masse. dans les deux directions.

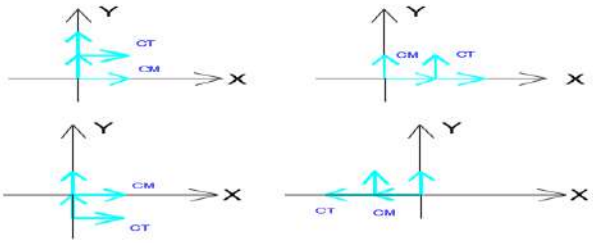


Figure IV. 2. Translatin selon X-X et selon Y-Y

- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation c'est lorsque le bras de levier du centre de torsion se trouve en diagonale avec le centre de masse.

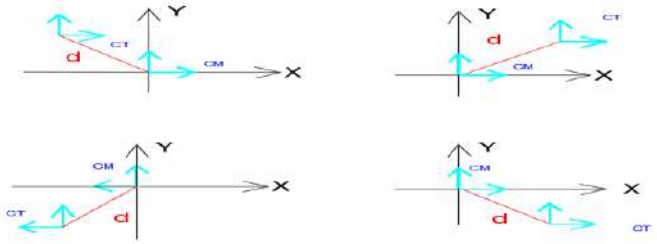


Figure IV. 2. Rotation selon le bras de levier d

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

$$X_T = \frac{\Sigma Iyi * Xi}{\Sigma Iyi} \quad et \quad Y_T = \frac{\Sigma Ixi * Yi}{\Sigma Ixi}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément (poteaux, voiles) ;
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de torsion des éléments (poteaux voiles) par rapport au repère global choisi ;
- XT et YT : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.8. Interprétation des résultats de la structure auto stable

IV.3.1. Comportment modal

Modes	Mode 1 / T1 = 8.688 s	Mode 2 / T2 = 3.219s	Mode3/T3=2.913s
Suivant X	0.13%	71.40 %	0.53%
Suivant Y	0.03%	0.57 %	72.14%
Autour de Z	72.70 %	00.16 %	0.00%

La structure présente un comportement très souple selon la période du mode fondamental
et conformément au règlement en vigueur RPA

Commentaires :

Une rotation autour de l'axe Z dans le premier mode.
Le 2 éme mode translation suivant l'axe X
LE 3 éme mode translation suivant l'axe Y

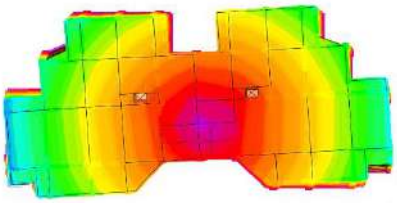
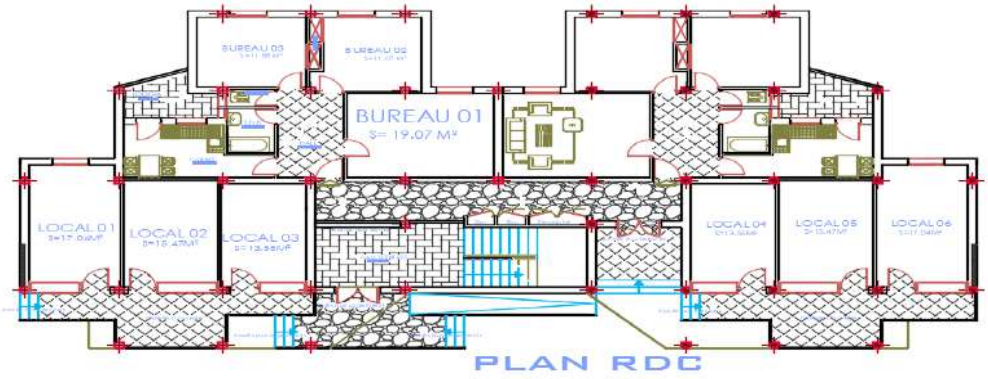


Figure IV. 3. Comportement de la structure auto stable (rotation autour de l'axe Z)

IV.9. Disposition des voiles

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles) à cause de son élévation dépassant les onze mètres de hauteur selon le RPA. Le RDC est à usage commercial et les étages sont à des aménagement architecturaux (vue en plan) courant.



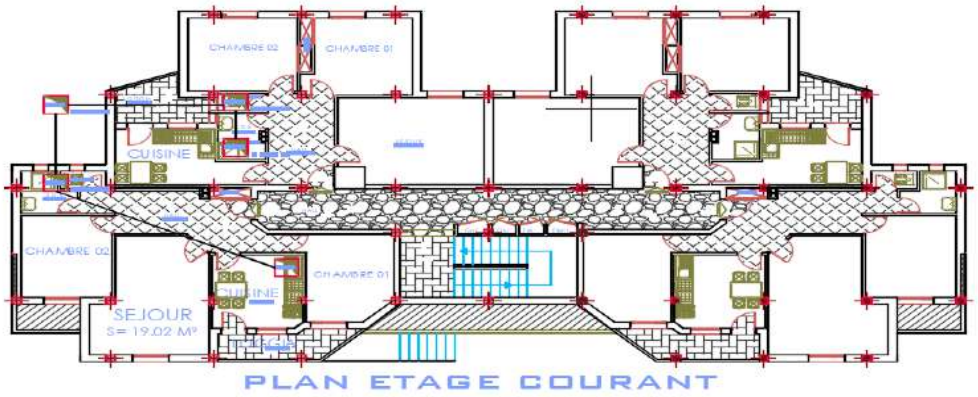


Figure IV. 4. vue en plan des différents étages

Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité (le bras de levier) entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.9.1. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement

- **1ére disposition (voile de contreventement)**

Modes	Mode 1 / T1 = 1.054s	Mode 2 / T2 = 0.700 s	Mode 3 /T3= 0.588 T3 =0.743 s
Suivant X	63.82	2.18	0.47
Suivant Y	2.03	63.33	0.02
Autour de Z	0.47	0.00	64.47

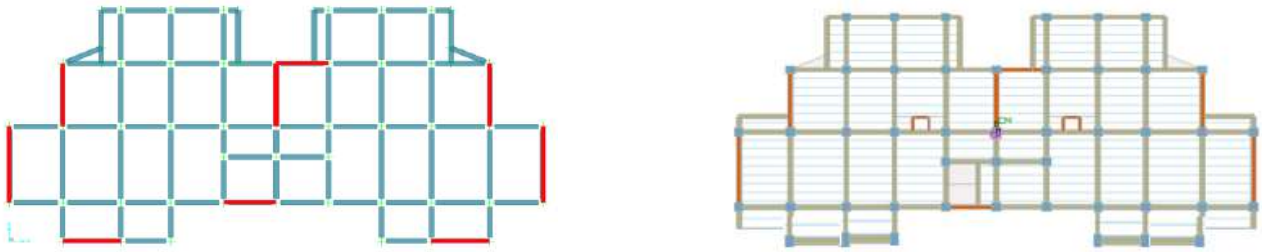


Figure IV. 5. 1ére dispositi

- **2éme disposition**

Modes	Mode 1 / T1= 0.771 sec	Mode 2 / T2 = 0.562 sec	Mode 3 / T3 = 0.553sec
Suivant X	61.80	0.12	3.94
Suivant Y	0.01	65.06	1.07
Autour de Z	3.83	0.93	60.74

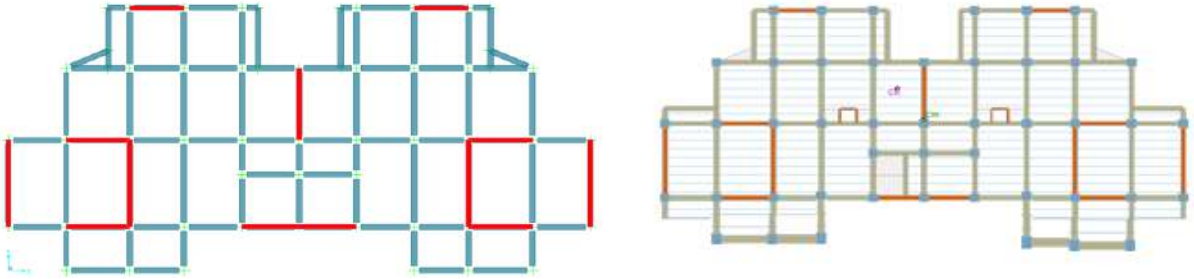


Figure IV. 6. 2éme disposition des voiles

- **3éme disposition**

Modes	Mode 1 / T1 = 0.836s	Mode 2 / T2 =0.598 s	Mode 3 / T3 =0.519 s
Suivant X	65.50	0.01	0.7
Suivant Y	0.01	65.65	0.02
Autour de Z	0.65	0.01	64.32

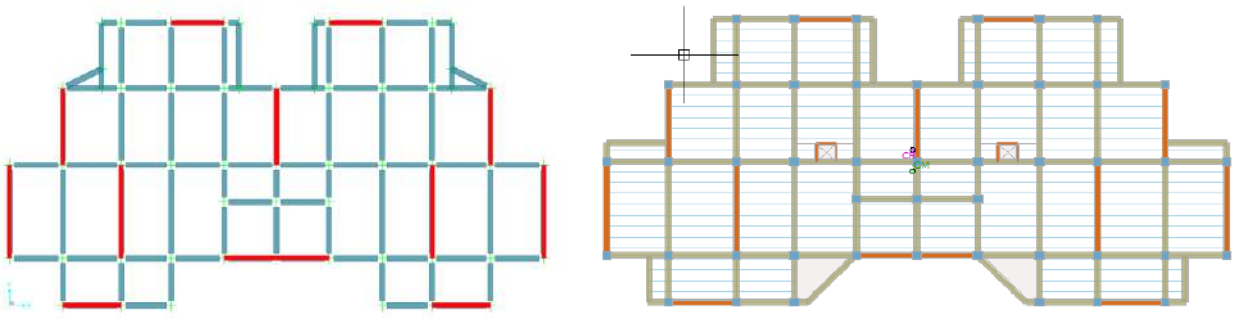


Figure IV. 7. 3éme disposition des voiles

- **4éme disposition (disposition finale)**

Modes	Mode 1 / T1 = 0.712 s	Mode 2 / T2 = 0.698s	Mode 3 / T3 = 0.556 s
Suivant X	1.59	64.10	0.29
Suivant Y	63.25	1.59	0.00
Autour de Z	0.02	0.26	64.5454

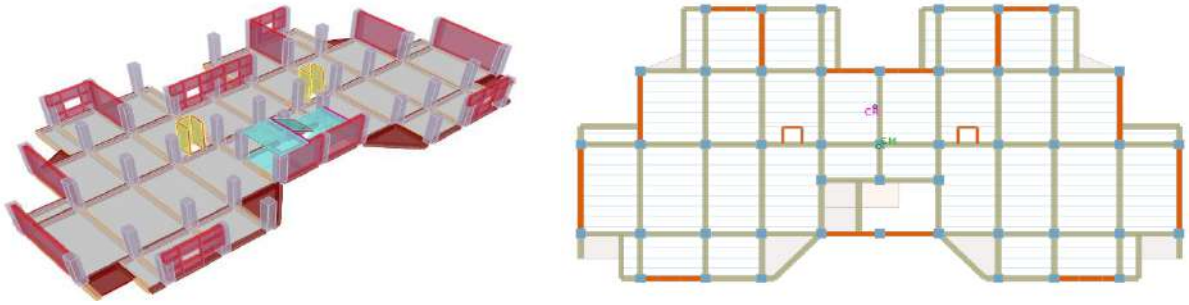


Figure IV.8. 4éme disposition des voiles (disposition finale)

Remarque : Après plusieurs dispositions des voiles, on adopte comme disposition finale celle qui donne un bras de levier presque négligeable de petite dimension c'est-à-dire que les centres chevauchent entre eux c'est-à-dire encore que notre structure est équilibrée voir tableau ci-dessous.

IV.10. Calcul d'excentricité

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.10.1. Dimensions du bâtiment

- Longueur du bâtiment = 31.45 m
- Largeur du bâtiment = 15.90 m
- Hauteur de RDC =3.24 m
- Hauteur d'étage =3.24 m

IV.10.2. Excentricité admissible

- Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.67 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.34 m

IV.10.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Le bras de levier entre les deux centres doit satisfaire les conditions du tableau ci-dessous.

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre d'inertie

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
J_ DIAPH	3.24	6024.96	15.55	8.46	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.48
I_ DIAPH	6.48	6017.95	15.51	7.52	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.08
H_ DIAPH	9.72	5892.96	15.39	7.64	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.16
G_ DIAPH	12.96	5847.16	15.51	7.63	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.20
F_ DIAPH	16.20	5755.41	15.51	7.63	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.23
E_ DIAPH	19.44	5755.41	15.51	7.63	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.25
D_ DIAPH	22.68	5663.39	15.50	7.65	6.05E+004	4.51E+004	15.41	8.28
C_ DIAPH	25.92	5589.39	15.51	7.64	6.05E+004	4.51E+004	15.42	8.30
B_ DIAPH	29.16	5586.63	15.52	7.64	6.05E+004	4.51E+004	15.42	8.32
A_ DIAPH	32.40	4290.23	15.30	7.40	6.05E+004	4.51E+004	15.42	8.34

- **Excentricité théorique (statique)**

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

$$e_X = |X_G - X_R| \quad , \quad e_Y = |Y_G - Y_R|$$

IV.10.4. Excentricité totale

Tableau IV. 2. Calcul de l'excentricité totale

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
J_ DIAPH	3.24	0.140	0.020	OK
I_ DIAPH	6.48	0.105	0.560	Ok
H_ DIAPH	9.72	0.018	0.520	Ok
G_DIAPH	12.96	0.103	0.573	Ok
F_ DIAPH	16.20	0.103	0.599	Ok
E_ DIAPH	19.44	0.101	0.625	Ok
D_DIAPH	22.68	0.082	0.632	Ok
C_DIAPH	25.92	0.098	0.661	Ok
B_ DIAPH	29.16	0.104	0.677	Ok
A_DIAPH	32.40	0.115	0.936	Ok

IV.11. Calcul dynamique du bâtiment

IV.11.1. Choix de la méthode de calcul

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, Le calcul peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudié présente une configuration régulière et dépasse cinq niveaux (8.5m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **groupe 2**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].** Pour notre structure, la hauteur (H = 32.40m) dépassant les 30 m, donc selon le RPA99V2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc en utilise la méthode dynamique modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **SAP2000 V21**.

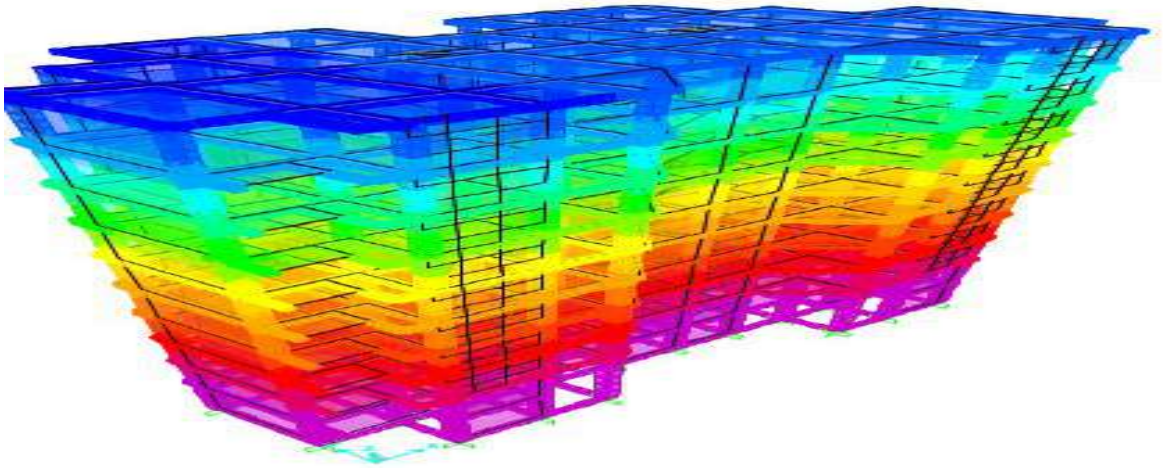
IV.11.2. La Méthode dynamique modale spectrale

IV.11.2.1. Principe

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. **RPA 99 version 2003 [ART 4.3.1]**

IV.11.2.2. Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, ils sont représentés par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical) selon le déplacement de la structure. Le calcul se fait moyennant le logiciel d'analyse **"SAP2000.version 21.2.0"**



IV.11.2.3. Spectre de reponse de calcul

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

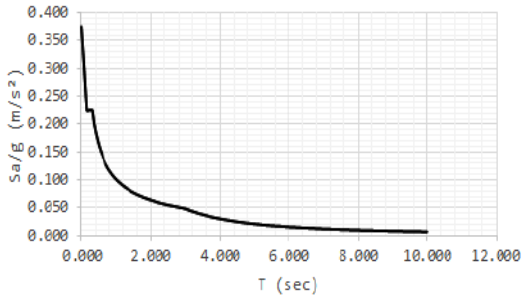


Figure IV. 9. Spectre de réponse selon X et Y

a) Coefficient d'accélération A

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, comme notre ouvrage est en zone III, groupe d'usage 1B et par conséquent A = 0,25.

b) Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

$\xi = 7\,\%$

Avec : remplissage dense → $\eta = 0.881$

c) Coefficient de comportement R [3]

- **Le choix de Coefficient de comportement R**

Tableau IV. 3. Coefficient de comportement R

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc : Système de contreventement : **R=3.5**

- **Justification du coefficient de comportement R**

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Suivant X :

Tableau IV. 4. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Diaphragme	**Sollicitations dues aux charges verticales**		
	Poids Nz	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**
9eme étage	4036.761	2834.182	1202.579
8eme étage	8688.779	6004.621	2684.158
7eme étage	13293.357	9171.692	4121.665
6eme étage	18392.315	13076.428	5315.887
5eme étage	23261.766	16590.731	6671.035
4eme étage	28152.412	20167.722	7984.690
3eme étage	33805.872	24988.736	8817.136
2eme étage	38960.803	29445.181	9515.622
1er étage	43155.585	32530.023	10625.562
RDC	49758.805	35995.112	13763.693

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

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)
9eme étage	100	70.209	29.791
8eme étage	100	69.108	30.892
7eme étage	100	68.995	31.005
6eme étage	100	71.097	28.903
5eme étage	100	71.322	28.678
4eme étage	100	71.638	28.362
3eme étage	100	73.918	26.082
2em étage	100	75.576	24.424
1er étage	100	75.378	24.622
RDC	100	72.339	27.661

Ce qui confirme les 20% de la charge verticale portées par les voiles.

Suivant Y :

Tableau IV. 6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles
9eme étage	4505.240	2834.182	1671.058
8eme étage	9489.091	6004.621	3484.470
7eme étage	14506.875	9171.692	5335.183
6eme étage	19932.613	13076.428	6856.185
5eme étage	25207.002	16590.731	8616.271
4eme étage	30521.964	20167.722	10354.242
3eme étage	36510.852	24988.736	11522.116
2em étage	42587.566	29445.181	13142.385
1er étage	47399.635	32530.023	14669.612
RDC	52327.989	35995.112	16332.877

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

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)
9eme étage	100	62.909	37.091
8eme étage	100	63.279	36.721
7eme étage	100	63.223	36.777
6eme étage	100	65.603	34.397
5eme étage	100	65.818	34.182
4eme étage	100	66.076	33.924
3eme étage	100	68.442	31.558
2em étage	100	69.140	30.860
1er étage	100	68.629	31.371
RDC	100	68.787	31.213

Ce qui confirme aussi que les 20% de la charge verticale portées par les voiles.

d) facteur de qualité Q

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8. Facteur de qualité Q

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.10 = 1.10 \\ Q_y = 1 + 0.10 = 1.10 \end{cases}$$

***e)* Périodes caractéristiques**

$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases} \rightarrow$ Site S3

IV.11.3. Résultats des vérifications de la structure

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

Analyse modale :

- Comportement modale ;
- Participation massique.

Stabilité de la structure :

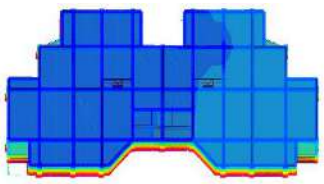
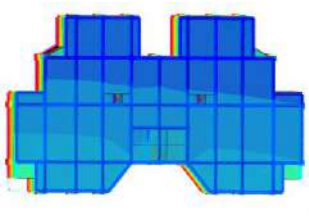
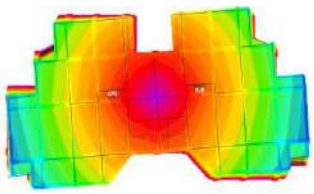
- Vérification de participation massique ;
- Vérification de la Force sismique à la base ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements (inter étage) ;
- Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ*** .

Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments ;
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.11.3.1. Vérification de comportement modal

Tableau IV. 9. Vérification de comportement

			
	Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
Suivant X	1.59	64.10	0.29
Suivant Y	63.25	1.59	0.00
Autour de Z	0.02	0.26	64.5454
Comportement	**Translation suivant l'axe (Y)**	**Translation suivant l'axe (X)**	**Rotation autour de l'axe (Z)**

IV.11.3.2. Vérification de participation massique

Tableau IV. 10. Participation massique

Modes propres		UX	UY	RZ
Mode	Période (s)			
1	0.713	59.995%	0.82%	2.49%
2	0.682	60.77%	61.71%	2.50%
3	0.56	63.10%	61.71%	62.68%
4	0.153	79.15%	61.85%	63.22%
5	0.153	79.25%	79.50%	63.23%
6	0.119	79.25%	79.51%	81.82%
7	--	--	--	--
8	--	--	--	--
9	--	--	--	--
10	--	--	--	--
424	0.013	90.001	90.526	94.957

- **Résultat :**

- La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{424}^{eme}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{339}^{\mathbf{eme}}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant Z au $\mathbf{145}^{\mathbf{eme}}$ **mode**
- Le nombre des modes totales = 1837 modes.
- Le temps des modes totales = 20.14s.
- Le nombre des modes retenus = 424 modes.
- Le temps des modes retenus = 14.24 s.
- **Remarque :** le sens Y dissipé rapidement que le sens X car il est le sens de faible rigidité

$\sum KY < \sum KX$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.11.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base E_d 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 : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$ **[4.3.4.a].**

- **Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

A : coefficient d'accélération de zone	A = 0,25	**[TAB.4.1 RPA99V2003]**
D:facteur d'amplification dynamique	$Dx = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2.15$ s $D_y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 1.79$ s	**[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]**
η : facteur de correction d'amortissement :	η = 0.881	**[TAB.4.2 RPA99V2003].**

T : période fondamentale	Tx =0.52 s Ty = 0.68 s	**[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]** **[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]**
R:coefficient de comportement global	R = 3.5	**[Tab 4.3 RPA99v2003]**
Q : facteur de qualité	Qx=1.1 Qy=1.1	**[Tab.4.4 RPA99V2003] :**
Poids de la structure	W= **56423.546**KN $\beta_1 = 0.2$	**[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]** **[Tableau 4.5 RPA99v2003]**

Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale

Tableau IV. 12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	**Obs**
Suivant x	9479.156	7236.257	0.763	**Non Vérifiée**
Suivant y	7955.720	6664.294	0.837	**Vérifiée**

Pour la direction **X** et Y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 =$**1.231** $\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 =$**1.00**

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 8306.356KN \\ E_{dy} = 6664.294KN \end{cases}$

Vérification :

Tableau IV. 13. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Déplacement suivant X sous la force Edx			Déplacement suivant Y sous la force Edy		
$\delta_r X$ [cm]	$\delta_r X < \frac{H}{250}$ [cm]	Vérifiée	$\delta_r Y$ [cm]	$\delta_r Y < \frac{H}{250}$ [cm]	Vérifiée
12.63	12.63 < 12.96		12.13	12.13< 12.96	

	Charge statique(KN)	Charge dynamique(KN)	Ed/V	Obs
Suivant x	9479.156	8306.356	0.876	**Vérifiée**
Suivant y	7955.720	6664.294	0.838	**Vérifiée**

IV.11.3.4. Vérification de la stabilité au renversement

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV. 14. Déplacement sous la force Ed

Tableau IV. 15. Vérification de stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} kN.m	M_{sy} kN.m	M_{rx} kN.m	M_{ry} kN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	**Vérifiée**
477008.42	967298.19	146428.714	184137.186	3.25	5.25	

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

IV.11.3.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique

Coefficient de comportement **R= 3.5**

Commentaire :

Les déplacements en tête du bâtiment sont inférieurs aux déplacements admissibles dans les deux directions X et Y.

IV.11.3.6. Vérification des déplacements inter-étages RPA version 2003 (Art 5.10)

Déplacement réel = R. Déplacement théorique **RPA version 2003 (Art 4.43)**

Coefficient de comportement **R= 3.5**

$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) \times \mathbf{R}$

$\Delta_k \leq h/100$

Suivant X :

Tableau IV. 16. Déplacement et déformation inter-étages sous Edx

Diaphragme N°	Niveau (m)	δ_X (cm)	R. δ_X (cm)	Δx (cm)	0.01.h (cm)	Vérification	εx‰	[εx]‰
A-DIAPH	32.4	3.611	12.63	1.52	3.24	OUI	3.30	3.5
B-DIAPH	29.16	3.175	11.11	1.57	3.24	OUI	3.40	3.5
C-DIAPH	25.92	2.726	9.54	1.59	3.24	OUI	3.44	3.5
D-DIAPH	22.68	2.271	7.94	1.58	3.24	OUI	3.43	3.5
E-DIAPH	19.44	1.817	6.36	1.53	3.24	OUI	3.32	3.5
F-DIAPH	16.20	1.378	4.82	1.43	3.24	OUI	3.11	3.5
G-DIAPH	12.96	0.967	3.38	1.27	3.24	OUI	2.76	3.5
H-DIAPH	9.72	0.602	2.10	1.05	3.24	OUI	2.28	3.5
I-DIAPH	6.48	0.300	1.05	0.75	3.24	OUI	1.64	3.5
J-DIAPH	3.24	0.083	0.29	0.29	3.24	OUI	0.63	3.5

Suivant Y :

Tableau IV. 17. Déplacement et déformation inter-étages sous Edy

Diaphragme N°	Niveau (m)	Δ_y (cm)	R. δ_y (cm)	Δy (cm)	0.01.h (cm)	Vérification	εy‰	[εy]‰
A-DIAPH	32.4	3.466	12.131	1.56	3.24	OUI	3.38	3.5

B-DIAPH	29.16	3.019	10.567	1.57	3.24	OUI	3.41	3.5
C-DIAPH	25.92	2.568	8.988	1.57	3.24	OUI	3.40	3.5
D-DIAPH	22.68	2.118	7.413	1.54	3.24	OUI	3.33	3.5
E-DIAPH	19.44	1.678	5.873	1.47	3.24	OUI	3.18	3.5
F-DIAPH	16.20	1.258	4.403	1.34	3.24	OUI	2.90	3.5
G-DIAPH	12.96	0.874	3.059	1.17	3.24	OUI	2.54	3.5
H-DIAPH	9.72	0.538	1.883	0.94	3.24	OUI	2.05	3.5
I-DIAPH	6.48	0.267	0.935	0.65	3.24	OUI	1.42	3.5
J-DIAPH	3.24	0.080	0.280	0.28	3.24	OUI	0.60	3.5

Commentaire:

Les déplacements inter étage et les déformations sont inférieurs aux déplacements admissibles et déformations admissibles à tous les étages et dans les deux directions X et Y

IV.11.3.7. Vérification de cisaillement des éléments RPA version 2003 (Art 7.4.3.2)

- **Les poutres :** On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$$ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

Tableau IV. 18. Vérification de cisaillement des poutres

section	b(cm)	h(cm)	T(kN)	comb	Situ	Ɣb	position	T(mpa)	τadm(mpa)	Obs
PP (30x40)	30	40	162.30	**1.35G+1.5(Q+Q1)**	ELU	1.15	inter	1.44	3.33	**vérifiée**
Ps (30x40)	30	35	165.80	**G+Q+Q1+Edx**	ACC	1.15	inter	1.70	4.35	**vérifiée**
P Palière	30	40	69.15	**G+Q+Q1+Edy**	ACC	1.15	inter	0.71	3.26	**vérifiée**
longrine	30	35	31	**1.35G+1.5(Q+Q1)**	ELU	1.15	inter	0.32	2.5	**vérifiée**

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement **R=3.5** car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles « théoriquement ».

Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poteaux

	Section	b (cm)	h(cm)	L(cm)	combinaison	T	τ	τ_{adm}	Obs
X	**PT**	55	55	324	G+Q+ Q1+Edy	297.49	1.03	1.88	**vérifiée**
	PT	50	50	324	G+Q+ Q1+Edy	298.05	1.25	1.88	**vérifiée**
	PT	45	45	324	G+Q+ Q1+Edy	252.47	1.32	1.88	**vérifiée**

Y	**PT**	55	55	324	G+Q+ Q1+Edy	132.31	0.45	1.88	**vérifiée**
	PT	50	50	324	G+Q+ Q1+Edy	162.17	0.68	1.88	**vérifiée**
	PT	45	45	324	G+Q+ Q1-Edy	148.17	0.77	1.88	**vérifiée**

Commentaire : toutes les sections sont justifiées valables pour résister aux contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les voile :** On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Avec : V=1.4Vu calculé.

$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$

Tableau IV. 20. Vérification de cisaillement des voiles sens X

Direction	Voile	a (cm)	L (cm)	$\lvert V_u \rvert$ (KN)	Comb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	Voile de contreventement	30	305	1406.78	$G + Q + Q_1 + E_{dx}$	2.239	5	**Vérifiée**
Y	Voile de contreventement	30	515	1549.92	$G + Q + Q_1 + E_{dy}$	1.561	5	**Vérifiée**

Commentaire : l'épaisseur du voile (a= 30 cm) est suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement dans les deux directions X, Y.

IV.11.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = (Pk \times \Delta k)/(Vk \times hk) \leq 0.10$

Suivant X et Y :

Tableau IV. 21. Vérification de l'effet P-Δ suivant X, Y

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérification
32.4	4290.24	1.62	1.56	139003.776	1128.75	905.61	324	0.019	0.023	Vérifiée
29.16	5586.640	1.67	1.58	162906.422	1322.84	1061.33	324	0.022	0.026	Vérifiée
25.92	5589.40	1.69	1.58	144877.248	1176.44	943.87	324	0.025	0.029	Vérifiée
22.68	5663.40	1.68	1.54	128445.912	1043.01	836.82	324	0.028	0.032	Vérifiée
19.44	5755.42	1.63	1.47	111885.365	908.54	728.93	324	0.032	0.036	Vérifiée
16.2	5755.42	1.52	1.34	93237.804	757.11	607.44	324	0.036	0.039	Vérifiée
12.96	5847.16	1.36	1.18	75779.194	615.35	493.70	324	0.040	0.043	Vérifiée
9.72	5892.97	1.12	0.95	57279.668	465.13	373.18	324	0.044	0.046	Vérifiée
6.48	6017.95	0.80	0.65	38996.316	316.66	254.06	324	0.047	0.048	Vérifiée
3.24	6024.97	0.31	0.28	19520.903	158.51	127.18	324	0.036	0.041	Vérifiée

Conclusion :
L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions X, Y et pour tous les étages.

IV.11.3.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :
Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.
fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Vérification

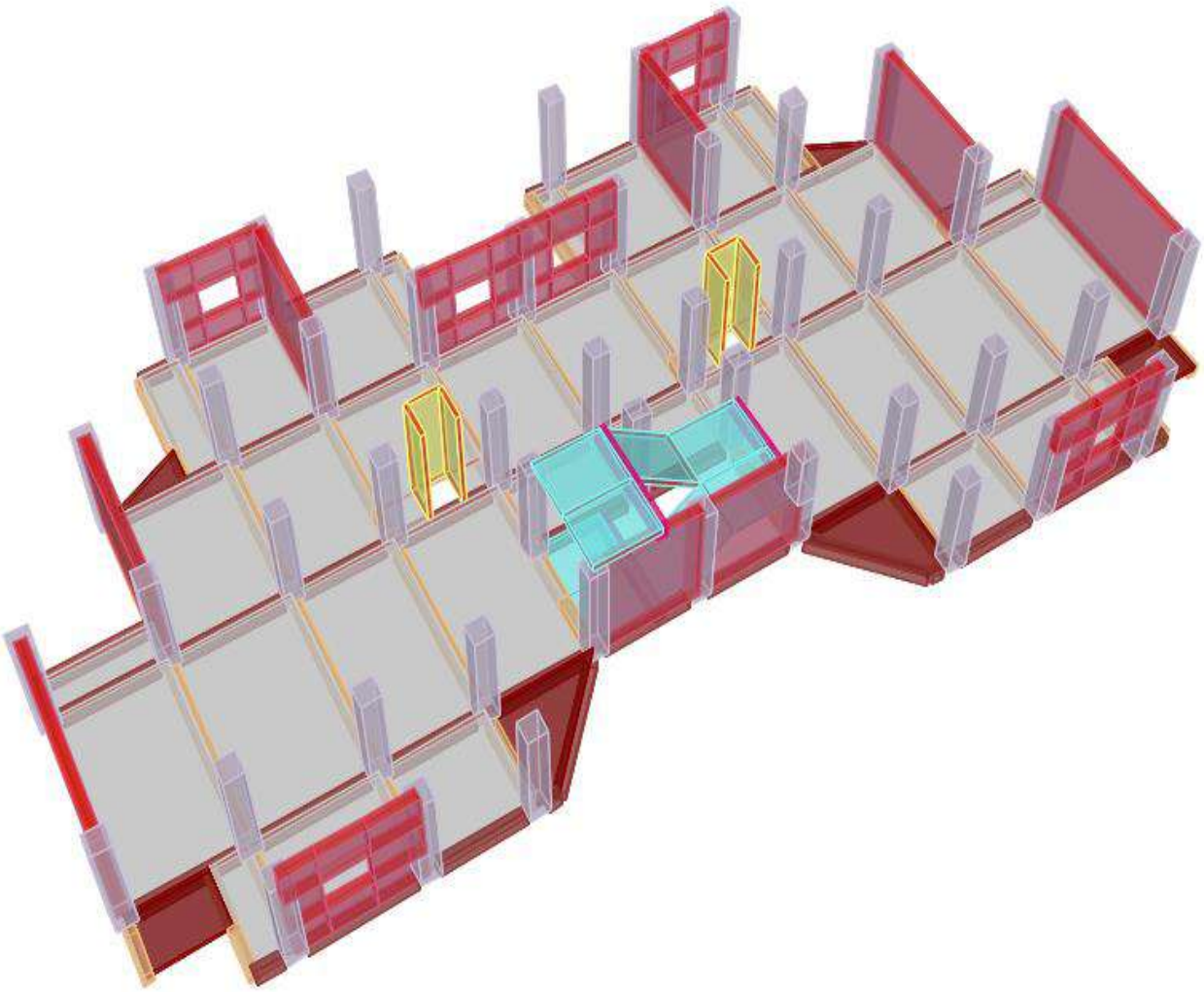
Tableau IV. 22. Vérification l'effort normal réduit à la base*

N	B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPa)	υ (MPa)		Obs
308	55	55	1767.17	2809	G+Q+Q1-Edx	25	0.252	0.3	**vérifiée**
304	50	50	823.60	2304	G+Q+Q1-Edy	25	0.146	0.3	**vérifiée**
302	45	45	476.27	1849	G+Q+Q1-Edx	25	0.103	0.3	**vérifiée**

Commentaire : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

Conclusion

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.



CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments résistants

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Une barre d'armature ou fer à béton est une barre d'acier utilisée pour le renforcement du béton au niveau de la partie tendue, elle est composée d'acier faiblement carboné, et possède une surface nervurée pour améliorer son adhérence avec le béton.

On arme le béton parce que il résiste beaucoup à la compression et faible à la traction, pour améliorer ses performances et éviter les fissurations dans les zones sensibles de la construction, à cet effet on doit renforcer cette zone par des en aciers.

Les armatures sont de véritable squelette du béton, le ferraillage est le terme communément utilisé pour désigner les assemblages d'armatures. Celles-ci existent sous différentes sections pour répondre à toutes les éléments de la structure à savoir fondations, dalles, poteaux, poutres, voiles, escalier et offrir une solidité à toute épreuve.

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version 2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS : G+Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec:
G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1. Ferraillage des poutres principales

V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales

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

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

Poutres		Sollicitations à L'ELU ou ' ACC			Section d'armatures calculées			
b	h	N°	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
(cm)	(cm)		(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	40	599	ELU	-113.29			00.00	9.72
		599	95.63	ELU	8.04	00.00		

Les valeurs nulles du tableau concernent les parties comprimées du béton (A'_{S1} et A_{S2}) par contre si des aciers existent à ce niveau ce ne sont que des aciers de construction.

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

Poutres			Section d'armatures choisies			
b	h	A_{min}	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	40	6.00	3HA16+1chapHA16	3HA16	3HA16	3HA16+2chapHA16
			8.04	6.03	6.03	10.05

Toutes les valeurs des sections d'aciers concernent les parties tendues du béton.

Section minimale :

A_{min} =0.50% b*h (cm^2) - **RPA2003 Art 7.5.2.1**

Section tendue A_{tmin}=0.10% b*h (cm^2) - **CBA93 Art.B.6.4**

V.2.1.2. Vérification des contraintes normale des poutres principales à L'ELS

On doit vérifier l'état limite de service que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$

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

N°	Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{tranée}$	M_{appui}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\bar{\sigma_b}$	$\bar{\sigma_s}$	
	(KN.m)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non
599		-80.81	T.F : peu nuisible			8.8	239.5	107.3	15	400	oui
599	68.64		8.00	251.8	95.10	T.F : peu nuisible					oui

T.F C'est le type de fissuration

V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'Acc

La contrainte de cisaillement se vérifie à l'état limite ultime ou de la combinaison accidentelle alors doit vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ par la Combinaison :1.35 G+1.5Q qui permet de donner les valeurs maximuim.

Type de fissuration : peu nuisible

Tableau V.4. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales

Poutre				Sollicitation, contraintes et vérification			Espacements et armatures			
N°	b	h	T_{max}	T_u	$T_{u\ adm}$	Vérification	ZN	ZC	Ø	A_t
	(m)	(m)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
599	30	40	162.1	1.50	3.33	oui	10	15	8	4HA8=2.01

V.2.1.4. Vérification de la flèche

$F_{adm} = \frac{L}{500}$ Si L≤ 5m

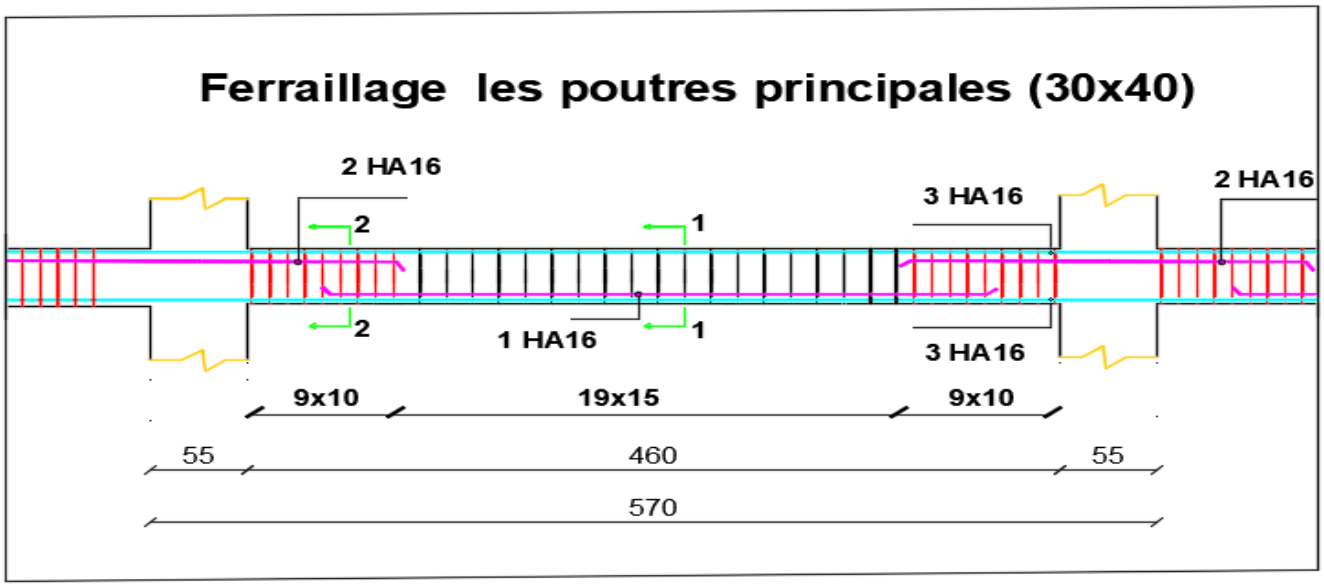
$F_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$ Si L>5m

Tableau V.5. Vérification de la flèche

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
30	40	5.15	-21.035	68.64	-80.81	8.04	6.03	3.80	10.15	vérifiée

Donc, la flèche est assure

V.2.1.5. Détail de ferraillage des Poutre principale



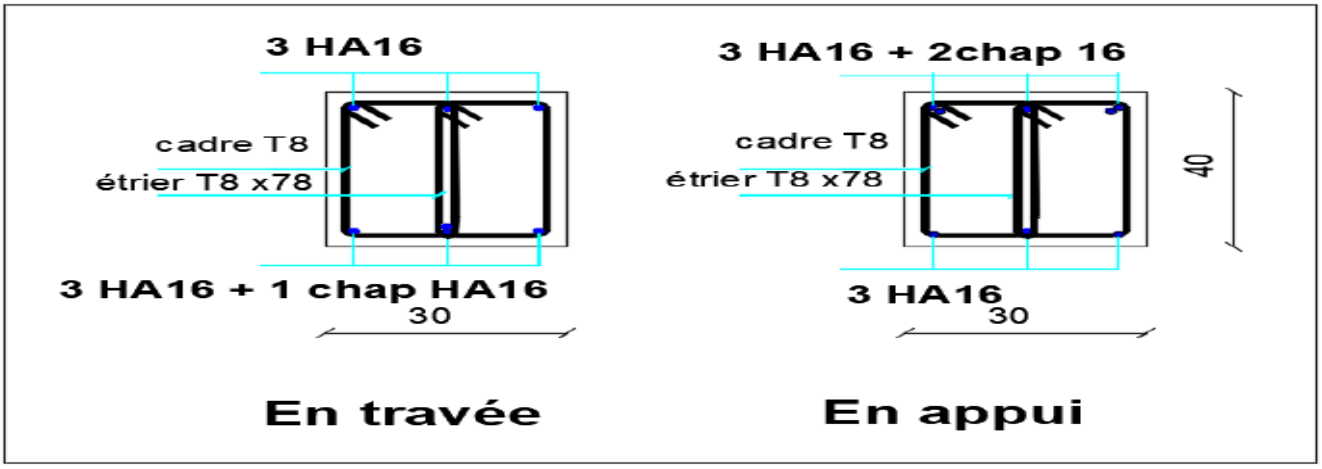


Figure V.1. Ferraillage de poutre principale

V.2.2. Ferraillage des poutres secondaires

V.2.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Les poutres secondaires ce sont des poutrelles L'ELS ou L'ELU

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

Tableau V.6. La section calculée d'armatures des poutres secondaires

Poutres		Sollicitations à L'ELU ou ' ACC			Section d'armatures calculées			
b	h	N°	M_{appui} (+)	M_{appui} (-)	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
(cm)	(cm)		(KN.m)	(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	35	1126	$G+Q+Q_1-E_{dx}$	-155.07			00.00	14.04
		1126	150.54	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	13.65	00.00		

Tableau V.7. La section choisie d'armatures des poutres secondaires

Poutres			Section d'armatures choisies			
b	h	A_{min}	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
30	35	5.25	3HA16+4Chap16	3HA16+4Chap16	3HA16+4Chap16	3HA16+4Chap16
			14.07	14.07	14.07	14.07

Section minimale :

A_{min} =0.50% b*h (cm²) - RPA2003 Art 7.5.2.1

Section tendu A_{tmin}=0.10% b*h (cm²) - CBA93 Art.B.6.4

V.2.1.2. Vérification des contraintes normale des poutres secondaires à L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$

Tableau V.8.Vérification des contraintes normale des poutres secondaires à l'ELS

N°	Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{tranée}$	M_{appui}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\bar{\sigma_b}$	$\bar{\sigma_s}$	
	(KN.m)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non
1598		-43.32	T.F : préjudiciable			4.20	105.07	50.05	15	201.63	oui
1129	25.71		2.5	62.80	30.00	T.F : préjudiciable					oui

V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC :

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

Combinaison : G+Q+Q_1-E_{dx}

Type de fissuration : peu préjudiciable

Tableau V.9. Vérification de contraintes de cisaillement des poutres secondaires

Poutre				Sollicitation, contraintes et vérification			Espacements et armatures			
N°	b	h	T_{max}	T_u	$T_{u\ adm}$	Verification	ZN	ZC	Ø	A_t
	(m)	(m)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm²)
1126	30	35	157.43	1.67	4.35	oui	10	15	8	4HA8=2.01

V.2.1.4. Vérification de la flèche :

$F_{adm} = \frac{L}{500}$ Si L≤ 5m

$F_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$ Si L>5m

Tableau V.10. Vérification de la flèche

Poutre			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b (cm)	h (cm)	L (cm)	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$[f_t]$ (mm)	$[f]_{adm}$ (mm)	
30	35	3.10	-25.708	25.71	-33.611	14.07	14.07	0.7	6.20	vérifiée

Donc, la flèche est assure

V.2.1.5. Détail de ferraillage des Poutre secondaire

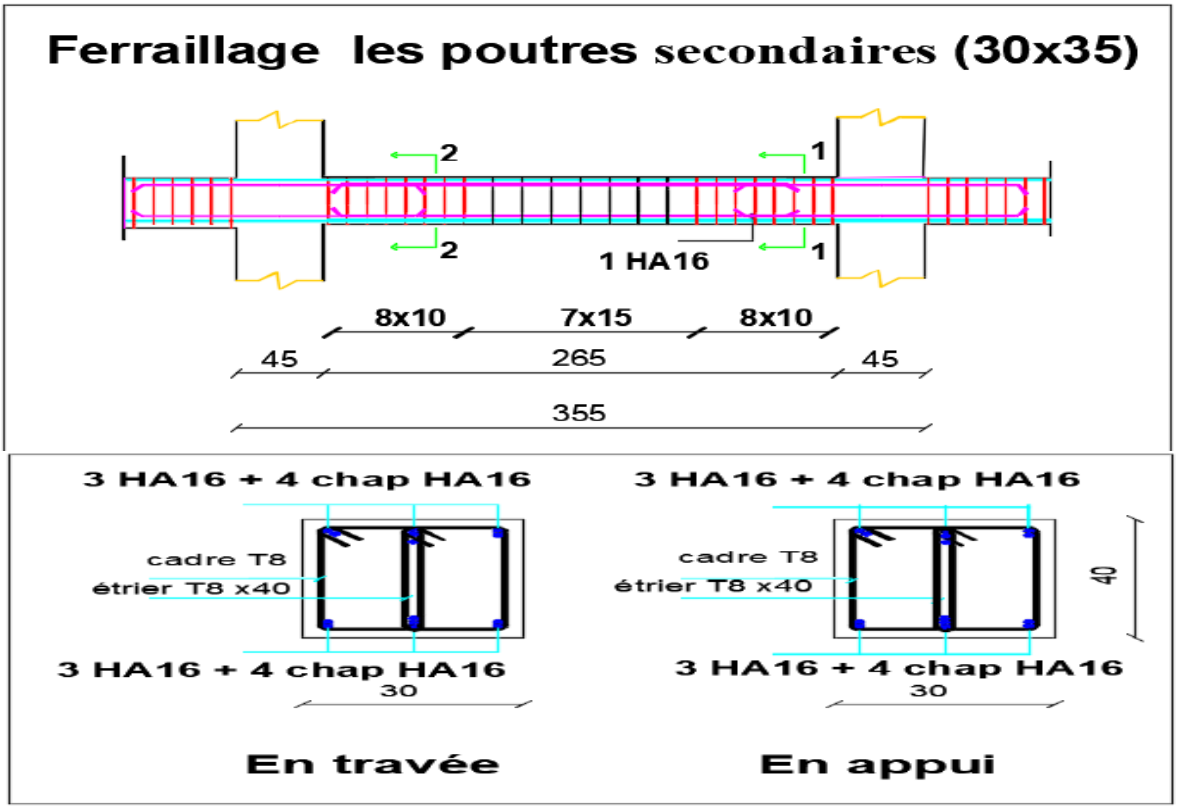


Figure V.2. Ferraillage de poutre secondaire

V.3.Feraillage des poteaux

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

V.3.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC

V.4.1.1 Section minimales et maximales

RPA2003 Art 7.5.2.1 :

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

le diamètre minimum est de **12 mm .**

CBA93 Art .B.6.4 :

Section tendu $At_{min} = 0.1\%. b.h$ (cm^2).

V.3.1.2 la longueur minimale de recouvrement

- 40 Ø Max en zone I, IIa
- 50 Ø Max en zone IIb, III

V.3.2. Calcul les armatures longitudinales

Matériaux :

Béton : F_{c28}=25 (MPa) Résistance du béton a 28 jours.

Acier : F_e=400 (MPa) Résistance de l'acier

Zone sismique : III

pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion , nous pouvons avoir les 3 cas

extrêmes suivant :

1. N_{max} => $M_{x\ correspondant}$ et $M_{y\ correspondant}$
2. $M_{x\ max}$ => $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondant}$
3. N_{min} => $M_{x\ correspondant}$ et $M_{y\ correspondant}$
4.

Tableau V.11 La section d'armatures des poteaux.

Section	Sollicitation					$A_{calculé}$(cm)		A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
	cas	Combinaison	N_{max}	$M_{x\ corr}$	$M_{y\ corr}$	A_x	A_y		
55x55	1	ELU	1629.02	37.85	-33.15	2.75	1.65	27.26	16HA16 = 32.17
	2	ELU	1443.1	24.51	84.25	2.75	1.65		
	3	ELU	1590.1	20.51	80.70	2.75	1.65		
50x50	1	ELU	1005.76	10.27	-20.10	2.50	1.50	22.50	16HA14 = 24.63
	2	ELU	824.85	10.33	92.19	2.50	1.50		
	3	ELU	649.02	11.35	34.11	2.50	1.50		
45x45	1	ELU	627.56	15.38	-15.33	2.25	1.35	18.23	12HA14 = 18.47
	2	ELU	312.75	12.30	91.48	2.25	1.35		
	3	ELU	148.92	14.83	27.27	2.25	1.35		

V.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12 Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Sollicitation					бb MPa	бs MPa	б's MPa	[бb] MPa	[бs] MPa	verificatioon
	cas	Combinaison	N_{max}	$M_{x\ corr}$	$M_{y\ corr}$						
55x55	1	G+Q	1292.96	23.53	-24.28	3.70	00	52.0	15	201.63	oui
	2	G+Q	1188.93	26.68	-24.28	3.50	00	49.5	15	201.63	oui
	3	G+Q	585.19	12.37	14.54	1.80	00	24.7	15	400.00	oui
50x50	1	G+Q	733.96	7.46	1.97	2.70	00	38.7	15	400.00	oui
	2	G+Q	509.86	12.24	19.57	2.20	00	30.2	15	201.63	oui
	3	G+Q	419.18	-12	10.05	1.60	00	22.6	15	400.00	oui
45x45	1	G+Q	350.92	11.32	2.76	2.1	00	28.7	15	201.63	oui
	2	G+Q	232.91	12.70	22.58	2.80	10.4	35.3	15	201.63	oui
	3	G+Q	186.60	3.88	9.14	1.4	00	18.5	15	400.00	oui

V.3.4 les armatures transversales

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

$$\mathbf{A_t} = \frac{\rho.Vu}{h.fe}.t$$

Vu : Effort tranchant

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

2.5 si $\lambda g \geq 5$

3.75 si $\lambda g \leq 5$; $\lambda g = \frac{lf}{a}$

t : est l'espacement des armatures transversales

h' = Max ($\frac{he}{6}$; b1 ; 60cm) Avec he : La hauteur d'étage.

Dans la zone nodale : t ≤ 10cm **(zone III)**
Dans la zone courante : t ' ≤ Min (b/2, h1/2, 10 Ø1) **(zone III)**
La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \frac{At}{t.b1} \geq 0.3\% & si : \lambda > 5 \\ \frac{At}{t.b1} \geq 0.8\% & si : \lambda \leq 3 \\ 0.3\% \leq \frac{At}{t.b1} \leq 0.8\% & si : 3 \leq \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Tableau V.13. La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Combinaison	Tx_{max} (KN)	Ty_{max}(KN)	At_X(cm^2)	At_Y(cm^2)
55x55	$G+Q+Q1+E_{dx}$	66.80	31.45	2.01	2.01
50x50	$G+Q+Q1+E_{dx}$	56.76	28.27	2.01	2.01
45x45	$G+Q+Q1+E_{dx}$	54.67	30.65	2.01	2.01

Tableau V.14. La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Zone	t (cm)	Ø (mm)	$At_{choisie}$ (cm^2)
55x55	nodale	10	8	4HA8=2.01
	Courante	15		
50x50	nodale	10	8	4HA8=2.01
	Courante	15		
45x45	nodale	10	8	4HA8=2.01
	Courante	15		

V.4. Détail de ferraillage des poteaux

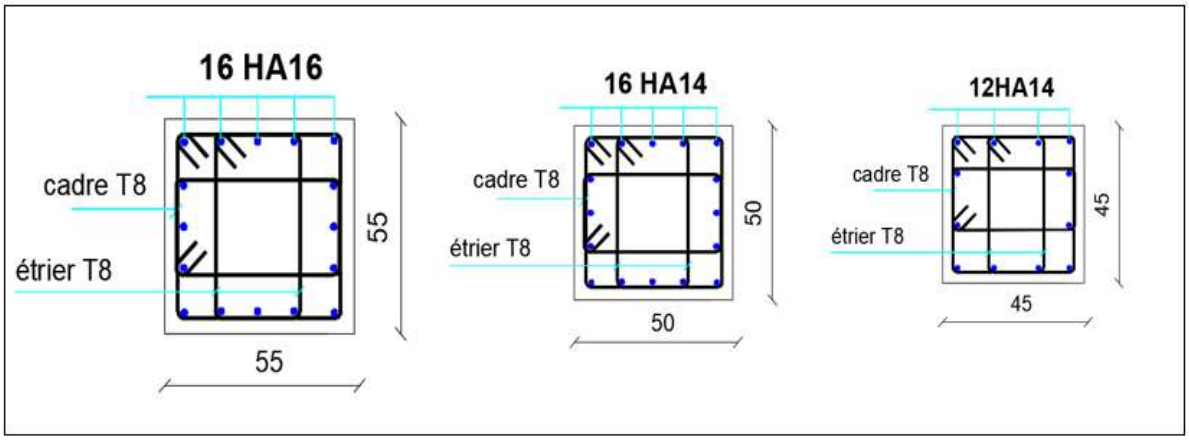


Figure V.3. Ferraillage les poteaux

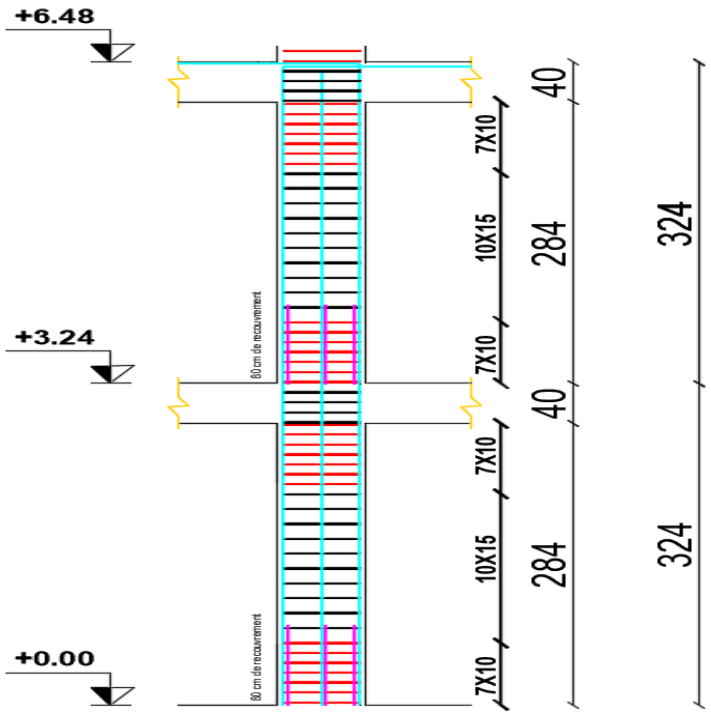


Figure V.4. Disposition des armatures pour le poteau

V.4.Ferraillage des voiles

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

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

- Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces ;
- Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), et le ferraillage des linteaux sera calculé en traction/compression ou bien flexion simple.

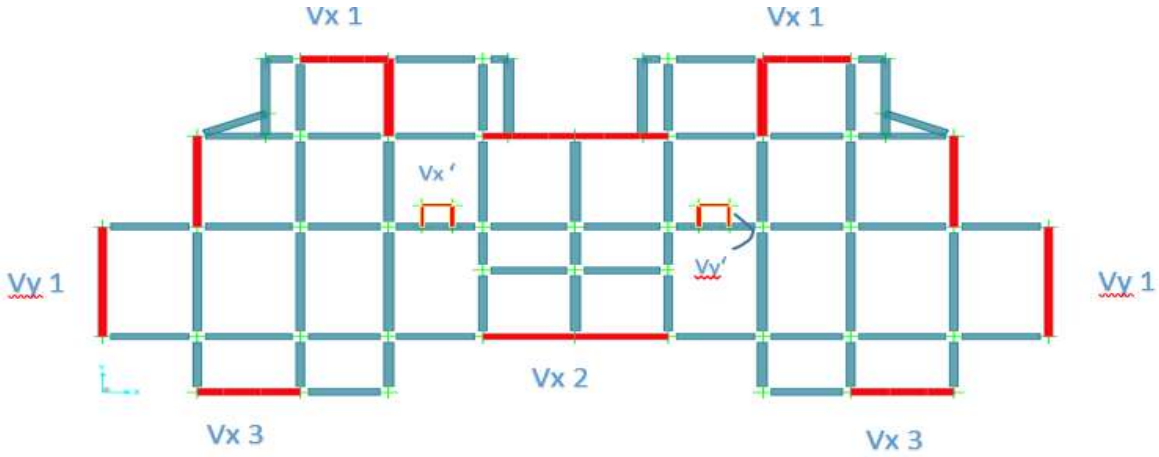


Figure V.5. Disposition des voile

V.4.1 Ferraillage de trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales

RPA 2003 Art 7.7.4.1 [Art 7.7.4.1]

$A_v = 0.2\%.\ B_t$ B_t : La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.2\%.\ B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.10\%.\ B$ En zone courante. [Art 7.7.4.3]

CBA 93 Art B.6.4

$0.1\% \leq \frac{2.Av}{a.b} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow Av \geq 0{,}1\% B_t$

Tableau V.15. Les sollicitations des voiles pleines

Volie	Section	C cm	L/10 cm	N (KN)	M (KN.m)	Cas	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{calculé\ ourante}$ (cm^2)
Vx2	30x415	27	41.5	-3610.97	-3737.33	**S.E.C**	18.79	12.45
Vx'	15x100	15	10	-61.70	-86.85	**S.E.C**	3.94	1.5
Vy1	30x515	59	49	1742.46	1513.17	**S.E.C**	22.84	15.45
Vy'	15x100	15	10	-64.52	-4.60	**S.E.C**	3.49	1.5

		Zone nodal		Zone courante	
	Section	$A_{choisie}$ (cm^2)	St cm	$A_{choisie}$ (cm^2)	St cm
X	30x415	2x(5HA16)=20.10	8	2x(15HA8)	8
	15x100	2x(3HA14) = 9.24	20	2x(3HA8)	15
Y	30X625	2x(5HA16) = 20.10	12	2x(17HA8)	8
	15x100	2x(3HA14) = 9.24	20	2x(3HA8)	15

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.16. Vérification des contraintes à l'ELS

	Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN)	σb (MPa)	σs (MPa)	σ's (MPa)	[σb] (MPa)	[σb] (MPa)	Vérification
X	30x415	1920.3	-5.05	1.4	0.00	21.2	15	400	Oui
	15x100	379.58	3.40	2.2	0.00	33.4	15	400	Oui
Y	30x625	2707.27	-249	1.5	0.00	22.4	15	201.63	Oui
	15x100	390.10	3.45	2.3	0.00	34.1	15	400	Oui

Table V.17. Vérification des contraintes à l'ELU

	Section (cm^2)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
x	30x415	5.79	0.72	5	oui
	15x100	4.15	4.30	5	oui
y	15x100	4.03	4.18	5	oui
	30x625	41.18	3.41	5	oui

V.4.1.3 Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant.

$$St = \frac{0.9 * At\ x \frac{f\ et}{\gamma s}}{ax*(\tau u-(0.3*ft28*K))} \quad , \quad K = 1+ (3*\frac{Nu}{B*ft28})$$

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

Voile	he cm	T KN	τ MPA	St	$Ah_{choxise}$
Vx2	289	1403.77	1.128	20	2x(5HA8) =10.05
Vx'	289	69.18	0.461	20	2x(3HA8) =3.01
Vy1	284	697.70	0.62	20	2x(15HA8) = 15.07
Vy'	284	67.20	0.45	20	2x3HA8 =3.01

V.4.1.5. Les armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art 7.7.4.3), 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.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau b \leq 0.06\ f_{c28}$: Linteau soumis à la Flexion simple

$\tau b \geq 006\ f_{c28}$: : Linteau soumis à la Traction / compression

$$\tau b = \frac{V}{b0*d} \ , V = 1.4\ V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer:

- Des aciers longitudinaux Al.
- Des aciers transversaux At.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) Ac.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux Al

$$Al \geq \frac{M}{Z*Fe} \quad , z = h-2c \quad , M = 1.4\ M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux At

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

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

Linteau long :

$$S \leq \frac{At*Fe*Z}{V}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.
At : Section d'un cours d'armatures transversales.
$Z = h - 2d'$
V = 1.4 V_u

Linteau court :

$$S \leq \frac{At*Fe*l}{V+(At*fe)}$$

V= min (v1, v2)

V2= 2*V_u , $V1 = \frac{Mci+Mcj}{Lij}$

Avec $Mci\ et Mcj$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée lij et calculés par : $Mc = Vl * fe *$ Z

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$):

V.4.2.2.1. 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

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

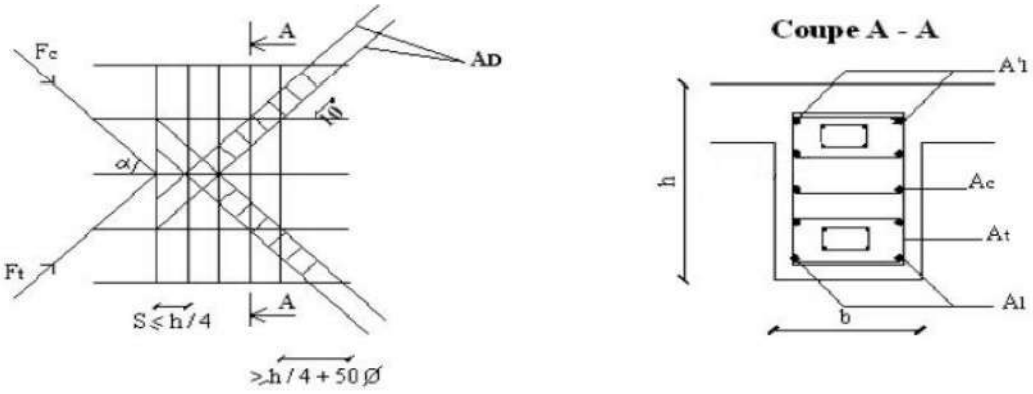


Figure V.6. Armatures de linteaux

V.4.2.2.2. Armatures longitudinales

Ferraillage minimal : **RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

$$(Al\ ,\ Al\ ') \geq 0.15\%\ (b * h\ )$$

V.4.2.2.3. Armatures transversales

Pour : $\tau b \leq 0.025 fc28 \quad \Rightarrow \quad At \geq 0.0015\ b * s$

Pour : $\tau b > 0.025 fc28 \quad \Rightarrow \quad At \geq 0.0025\ b * s$

S: Espacement entre les cadres

V.4.2.2.4. Armatures de peau

$$Ac \geq 0.002 * b * h$$

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.19.Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e (cm)	H cm	L Cm	V (kN)	M (Kn/m)	τ_b (Mpa)	$\tau b > 0.06F_{C28}$	Cas
Vx1	RDC 1.2.3.4.5.6	30	204	120	-1072.6	-627.6	2.73	1.5	**Traction/Compression**
	7.8.9	30	204	120	535.14	372.29	1.36	1.5	**Flexion simple**
Vx3	RDC 1.2.3.4.5	30	204	120	734.52372.11	372.11	1.87	1.5	**Traction/Compression**
	7.8.9	30	204	120	537.94	284.64	1.25	1.5	**Flexion simple**

Flexion simple :

Tableau V.20.La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		Al	At	Ap	Al	St	At	Ap
Vx1	7.8.9	6.55	0.56	12.24	2x(3HA12) =6.78	15	2HA8 =1	2x(6HA12) =13.56
Vx3	7.8.9	6.87	0.56	12.24	2x(3HA14) =9.23	15	2HA8 =1	2x(6HA12) =13.56

Traction/Compression:

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

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		Ad	Al	At	Ap	Ad	Al	St	At	Ap
Vx1	RDC 1.2.3.4.5.6	15.39	9.18	1.5	12.24	2x(6HA14) =18.46	2(3HA14) =9.23	20	3HA8 =1.51	2(6HA12) =13.56
Vx3	RDC 1.2.3.4.5.6	10.54	9.18	1.13	12.24	2x(4HA14) =11.30	2(3HA14) =9.23	20	3HA8 =1.51	2(6HA12) =13.56

V.4. Détail de ferraillage des voiles

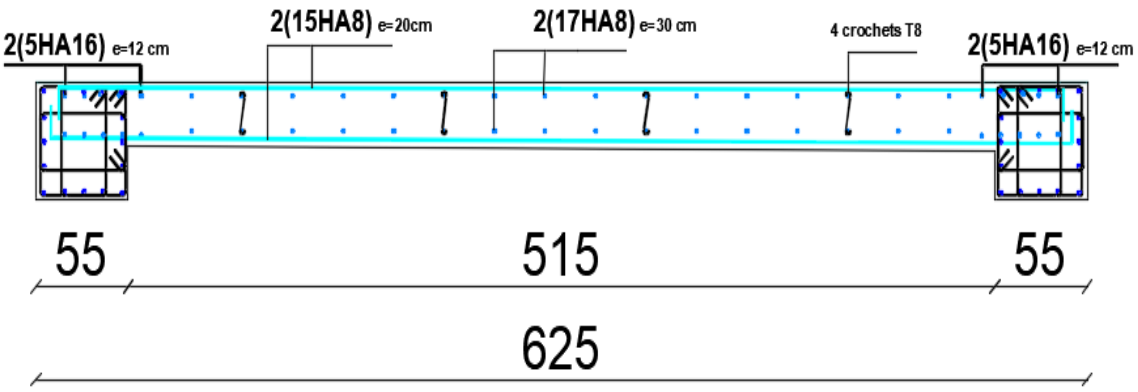


Figure V.7. Ferraillage de voile plein

CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI :

Etude d’infrastructure.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction:

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.
Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.la profondeur (encrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} Ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité, compressibilité, porosité…)

La fondation est constitué d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m. pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment+ eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10cm d'épaisseur) compose de tout-venant ciment + eau.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- ✓ Fondation superficielle :
  - ➢ Semelle isolée.
  - ➢ Semelle filante.
  - ➢ Radier général.
- ✓ Fondations semi-profonds
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 2 bars ;
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S3) ;
- ✓ Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 2.00$ m
- ✓ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18.40\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.4\,bar$$

VI.2. Choix de la fondation:

VI.2.1. Semelle isolé

VI.2.1.1. Méthode de calcul

Répartition trapézoïdale $\mathbf{e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}}$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance $B/4$ de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Si on remplace A par : } A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

- **Remarque :**

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisses faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données:

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.00\ \text{bar} = 0.20\text{MPa} \quad , \quad a = b = 55\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

TableauVI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N (kN)**	**M_x (kN. m)**	**M_y (kN. m)**	**A (m)**	**B (m)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	D (cm)	**h_{ch} (cm)**
S1	1377.82	11.20	2.92	2.62	2.62	3.00	3.00	100	65
S2	1178.07	10.92	-9.88	2.43	2.43	2.70	2.70	110	55
S3	1045.17	20.68	8.23	2.29	2.29	2.70	2.70	110	55

VI.2.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

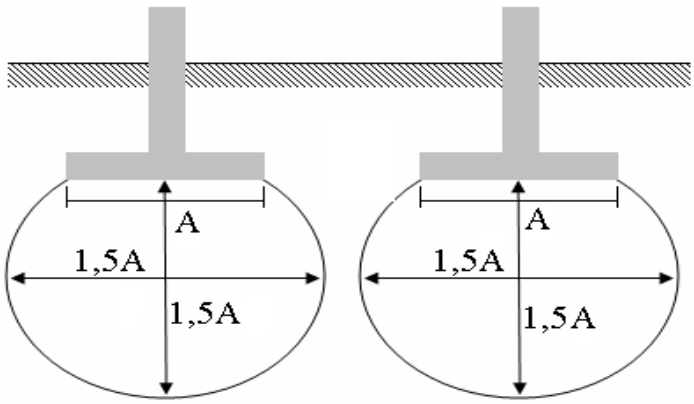


Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle

$$1 \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

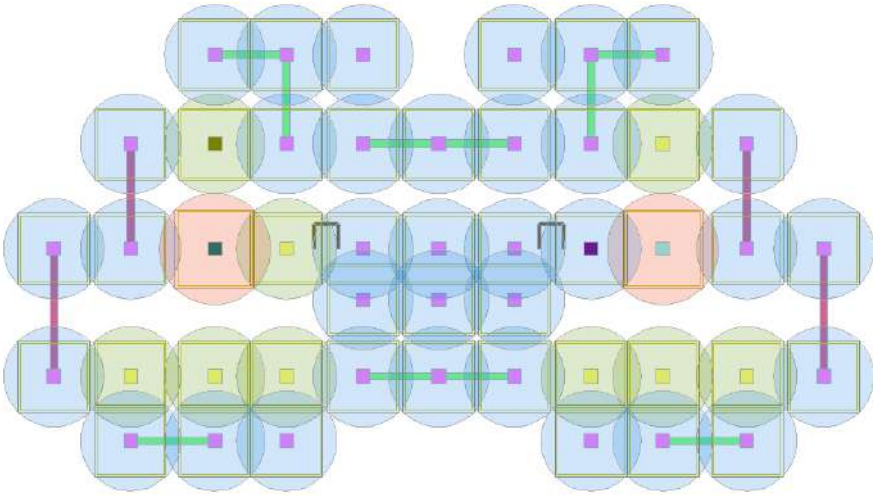


Figure VI.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.2.2. Semelle filante (continue)

VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles

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.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_D : débord droite de la semelle isolée

TableauVI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
SF 1	8.70	1759.77	2	1.70	2.40	47.5	50
SF 2	6.30	532.54		2.06	2.60	50.11	55
SF 3	19.30	7577.50		1.96	2.60	52.16	55
SF 4	26.10	8434.24		2.35	2.90	64.75	65
SF 5	7.50	1658.34		2.28	2.90	62.33	65
SF 6	8.80	2461.99		1.40	1.80	31.15	35
SF 7	19.30	4864.74		2.23	2.90	64.33	65
SF 8	6.95	850.52		2.54	3.20	66.76	70
SF 9	7.85	760.41		2.23	2.80	55.49	60

VI.2.2.1. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit verifier:

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

TableauVI.3: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF 1	3944.90	250.13	27.23	1431.21	4141.82	1.97	2.00	Oui
SF 2	3182.30	225.23	16.64	2068.08	331.53	1.95		Oui
SF 3	9341.35	689.98	58.23	/	1015.64	1.86		Oui
SF 4	15021.12	1229.96	45.75	3850.41	1392.70	1.95		Oui
SF 5	4219.33	353.44	400.20	22.69	400.20	1.94		Oui
SF 6	3008.97	138.60	29.49	/	378.89	1.90		Oui
SF 7	10638.60	909.51	52.94	45.75	1029.85	1.90		Oui
SF 8	4355.38	329.70	15.88	2741.04	424.65	1.90		Oui
SF 9	4312.24	389.20	14.37	2682.25	388.76	1.96		Oui

VI.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau. VI.4: Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF 1	3587.49	33.01	0.92	2.40	60	Vérifiée
SF 2	3736.25	17.12	0.3	2.60	65	
SF 3	7627.91	14.36	0.2	2.60	65	
SF 4	12284.65	230.55	1.88	2.90	72.5	
SF 5	3417.50	19.41	0.57	2.90	72.5	
SF 6	2487.03	6.89	0.28	1.80	45	
SF 7	8733.24	15.25	0.23	2.90	72.5	
SF 8	3856.99	7.12	0.18	3.20	80	
SF 9	3724.36	3.91	0.1	2.80	70	

- **Conclusion**

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.2.2.3. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

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

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

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

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage .

TableauVI.5: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF 1	55	3.40	43.65	85	8.29	Vérifiée

- ✓ Donc la section de la poutre de libage : 50x90 cm².

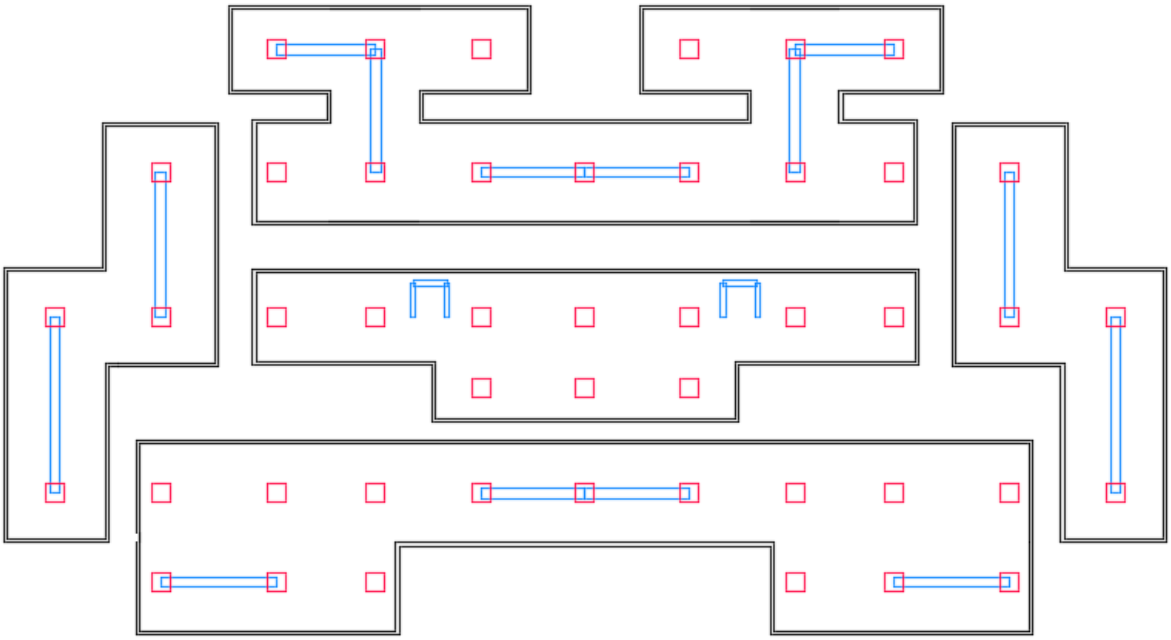


Figure VI.3 : Les dimensions des semelles filantes.

VI.2.2.4. Calcul de ferraillage

VI.2.2.4.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage ($\mathbf{A_b}$) parallèle a B.

$$\mathbf{A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$\mathbf{A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}}$$

Tableau 0.6: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 9	3368.11	352.31	9.56	46.66	Diagramme trapézoïdal

TableauVI.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_{ux} (kN.m)	M_{uy} (kN.m)	B (m)	$A_{b.calcul}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 9	654	68.40	1.51	2.80	5.20	7HA10 =5.50	15	7HA10=5.50	20

VI.2.2.4.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage 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 valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 7	1894.78	15.83	0.83	48	Diagramme trapezoidal

- **Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU**

1. Armatures principales

Tableau VI.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	$M_{u\,x}$ (kN.m)	$M_{u\,y}$ (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.rép}$ /ml (cm^2)	S_t (cm)
SF 7	1894.7	3.96	15.83	3	2.9	27.29	25HA12=28.2	7HA12=7.92	15

2. Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (7.92 \times 2.9)/4 = 5.74\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 12HA8 = 6.03 cm^2$
Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

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

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF 7	3.40	9977.73.	2.44	1.90	707.60	551

- Détermination des moments de la poutre de libage :

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

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-445.40	342.40	1096.30	-346.83	266.62

3. Calcul des armatures longitudinales

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

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF 7	Travée	342.40	12.43	0.00	5HA14+5Ch HA14=15.39
	Appuis	-445.40	16.43	0.00	5HA14+6Ch HA14=16.93

4. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable:

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

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

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF7	Travée	266.62	15.39	7.70	5.3	201.63	67.70	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-346.83	7.70	16.93	6.86	201.63	85.00		

5. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91

Art.5.2.4.2:

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{775.47 \times 10}{500 \times 870} = 1.78\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

6. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

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

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
SF7	1096.30	2.40	10	20	6 HA8=3.02

7. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

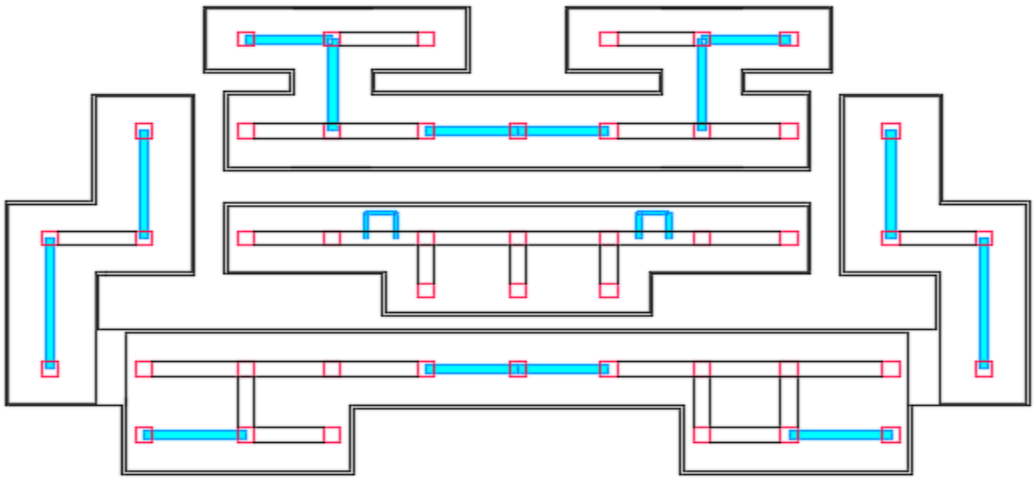
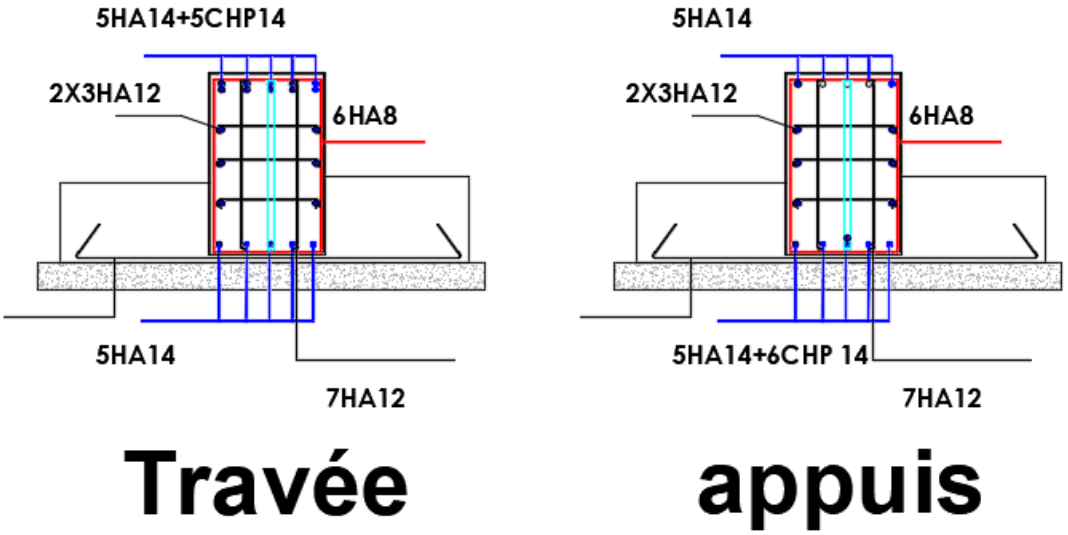


Figure VI.4 : Les dimensions finales des semelles filantes.



FigureVI.4: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

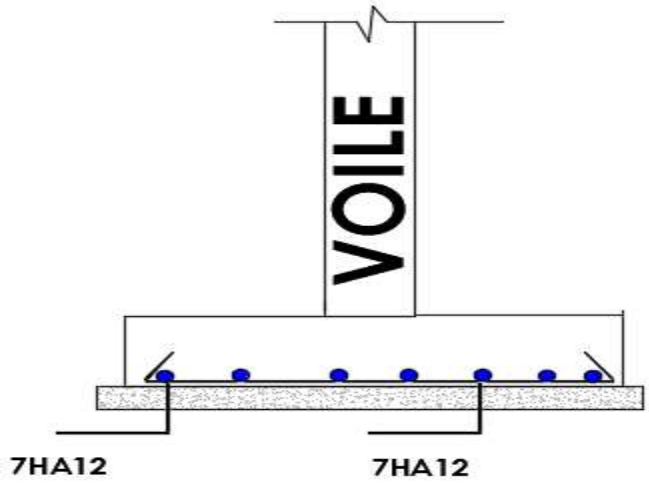


Figure VI.5: Le ferraillage des semelles filantes sous voile

VI.3. Les longrines

Rôle des longrines

- Minimiser les déformations (translation (tassement ou gonflement) / (rotation (Soulèvement des semelles))
- Minimiser la longueur du flambement des poteaux
- Appui continue pour les murs double cloison

VI.3.1. Ferraillage des longrines **Selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1 :**

- Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : Site S3 : 25cm×30cm. Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ k$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	0.8

La section choisie : 30×35 $cm2$

α = 10 ($Zone$ III, $S3$)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

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

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) =$ 212.97 KN

$$A_{calculée} = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \quad 6.12\ cm^2$$

Tableau VI.15. : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines

longrines		Sollicitation à L'ELU ou L'ACC			Section d'armatures calculées
b	h	N°	N_{max}	F_u	
(cm)	(cm)		(KN.m)	(KN.m)	A_S
30	35		**Comb :** ELU		(cm^2)
		1	2129.75	212.97	6.12

Tableau VI.16. La section choisie d'armatures longitudinale des longrines

longrines			Section d'armatures calculées		Section d'armatures choisies
b	h	A_{min}	N°	A_S	$A_{S1\ choisi}$
(cm)	(cm)	(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)
30	35	6.30	1	6.30	2*4HA12=9.05

Section minimale :

A_{min}(RPA)=0.60%(b×h)= 6.30 cm^2 **RPA2003Art.7.5.2.1**

Section tendu A_{min}(CBA)=0.10%(b×h)= 1.05 cm^2 **CBA93 Art.B.6.4**

VI.3.2. Vérification des contraintes à L'ELS **CBA 93 Art.A.4.5.3**

Tableau VI.17.Vérification des contraintes normale

N°	Sollicitation a L'ELS		Contraintes	Contraintes admissibles	Vérification
	N_{max}	F_{ser}	σ_s	$\bar{\sigma_s}$	
	(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	Oui / Non
1	1548.21	154.82	**T.F** :pré 171.07	201.63	Oui

VI.3.2.1Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC

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

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau VI.18. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales

Poutre				Sollicitation, contraintes et vérification			Espacements et armatures			
N°	b	h	T_{max}	T_u	$T_{u\ adm}$	Verification	ZN	ZC	Ø	A_t
	(m)	(m)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
1	30	35	22.96	0.24	2.5	oui	15	15	8	3HA8=1.51

Les cadres dont l'espacement est inférieur à : e = min (20cm, 15Ø)

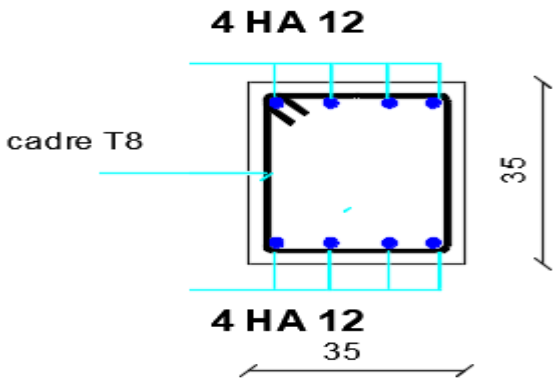


Figure VI.7. : Ferraillage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

- Dans ce projet, on a essayé d'établir une conception, étude et un calcul technique de génie civil de notre projet conformément aux références et aux règlement en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.
- Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre Cursus universitaire.
- Pour la structure étudiée, une ossature (voiles + portiques) a été adoptée conformément au règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges limites de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait adéquate dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la sécurité, l'économie la fonctionnalité du projet et l'esthétique.

Référence bibliographique

Règles parasismiques Algérienne R.P. A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Cours de béton armé. Pr.O. BOUKENDAKDJI.

Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER ».

Les logiciels:

- SAP2000v20.2.0
- Expert 2010.
- Auto CAD 2021.
- ETABS 19

ANNEXES

ANNEXE 1

La loi de dégression

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, **Q2**,**Qn** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage (on démarre de haut en bas).

Charge d'exploitation : Q_{total}

$Q_{total} = Q \times S_t = 1 \times 15.48$ ……**Q_{total} = 15.48 KN**

Plancher terrasse : $Q_0 = Q_{terrasse} * St$

$6^{éme}$: Q_0 ;

$5^{éme}$: $Q_0 + Q_1$;

$4^{éme}$: $Q_0 + 0.95*(Q_1 + Q_2)$;

$3^{éme}$: $Q_0 + 0.9*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

$2^{éme}$: $Q_0 + 0.85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

$1^{éme}$: $Q_0 + 0.8*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;

RDC : $Q_0 + 0.75*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;

S-S: $Q_0 + 0.714*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;

ANNEXE 2

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

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

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

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

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

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

$$-\mu_l = 0.392$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres
$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles
$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines
$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$; k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE 3

La méthode forfaitaire: (pour les poutres)

Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions du la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2.

$Q \leq$ Max [2 G et 5 KN/m^2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$$0.8 \leq Li / L_i + 1 \leq 1.25$$

3- Dans les différentes travées en continuité.

4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même.

5- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée de rive

  $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}] M_0$ pour travée intermédiaire.
- $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max [1.05 M_0 et (1+0.3 α) M_0]

Moment sur appuis :

- M = 0,2M0……appuis de rive
- M = 0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M = 0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M = 0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

Avec :

- ✓ M_0 : Moment isostatique. - $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

$M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ (ELS)

- ✓ M_w : Moment max sur l'appui gauche.
- ✓ M_e : Moment max sur l'appui droit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t = 0.85\ M_0$

$M_A = M_B = -0.5\ M_0$

les efforts tranchants :

$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

ANNEXE 4

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• **Exposé de la méthode**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas
applicable.
Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• **portée fictive**

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L\ pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive. \\ 0.8L\ pour\ une\ travée\ intermédiaire. \end{cases}$$

•**Coefficient de rigidité**

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

Donc :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

•Cas particulier

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• Le coefficient de rigidité

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• Le moment aux appuis

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$……Appuis intermédiaire

• Le moment en travée

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

ANNEXE 5

Ferraillage des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

Détermination de :

$\mu \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow$ $A_s' = 0$ (armatures de compression)

ß = 0.5+√(1-2u) /2

$$At = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

ANNEXE 6

Vérification de l'effort tranchant :

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

$\overline{\tau_u}$=Min$\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right]$= 2.5 MPa ……la fissuration est prujuduciable

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right]$$ ……la fissuration est peu prujuduciable

Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$

$a_t = \frac{\pi\emptyset^2}{4}$; $n_t = 2$; $A_t = a_t.n_t$

a. Escapement:

$$S_t \leq min[0.9\,d\,, 40\,cm]$$

Selon le R.P.A 99 **[Art A.7.5.2.2]**

$$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$$

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec:

K=1 flexion simple et la (fissuration est peu nuisible)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa}$$

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . F_eE40

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

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

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

ANNEXE 7

Méthode des lignes de rupture

Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $T_{ext} = q. S. f$

Avec :

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f= f/3 : triangulaire.

f= f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L. \theta$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) On schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

ANNEXE 8

Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'étatlimite ultime} \\ \nu = 0.2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

Panneaux de dalle de rive :
Moment en travée : $M_{tx} = 0.85\ M_x$

$M_{ty} = 0.85\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.3\ M_x$ (appuis de rive)

$M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Panneau de dalle intermédiaire :
Moment en travée : $M_{tx} = 0.75\ M_x$

$M_{ty} = 0.75\ M_y$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -\ 0.5\ M_x$ (appuis d'intermédiaire)

Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2\ L_y + L_x}$ $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x}$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3\ L_y}$ $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y}$

ANNEXE 9

Les armatures verticales

Sections minimales et maximales

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1

$A_v = 0.2\%$ 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: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

ANNEXE 10

Vérification des contraintes à l'ELU

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$
- La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

  La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0 \ d}$

  Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

  b_0 : épaisseur du voile.

  d : hauteur utile. d = 0.9h.

  h : hauteur total de la section brute

  La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2 \ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

ANNEXE 11

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

- **Selon le CBA93**

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales. $\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10} ; \emptyset_v\right]$

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA2003**

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a ; 30cm]$$

ANNEXE 12

Ferraillage des linteaux

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

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

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

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)
On devra disposer

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

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

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

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)
Aciers diagonaux :

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

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l{}') \geq 0.15\%\ (b * h)$$

b) **Armatures transversales**

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$