REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Département du **G**énie **E**lectrique

Mémoire de fin d'études de Master en

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment implanté dans une zone de forte sismicité en RDC + 6 Etages à usage d'Habitation

---

Présentés par :

BEN MERADI Chaimaa

Proposés et Dirigés par :

M^{me}. KALLOU Amel

Promotion 2022-2023

Remerciement



Tout d'abord je veux remercier ALLAH pour me guider vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour me donner du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Un grand merci à mes parents, pour leur soutien et leur encouragement durant mon parcours. Merci d'être le parfait exemple d'efforts et de sacrifices. Merci à tous les membres de ma famille qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et à nous aider dans notre projet.

Aussi, je veux remercier mon promoteur Mme. KALLOU Amel, pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener mon travail à bon port.

Je veux remercier également Mr. Khelladi Mohamed pour sa disponibilité et ses orientations précieux, tout ou long du projet.

Mes gratitudes à tous les membres de jury pour avoir accepté de juger mon travail.

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

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

Ben Meradi Chaimaa

Dédicaces



Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail

À mon paradis, à la prunelle de mes yeux, à la source de ma joie et mon bonheur, ma lune et le fil d'espoir qui allume mon chemin, ma moitié Maman.

À celui qui m'a fait une femme, ma source de vie, d'amour et d'affection Papa.

À mes chères sœurs : Khadidja, Soumia, Asmaa, Hadjer et leurs filles qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.

À mon frère Omar et sa femme Fella et ses enfants pour l'amour qu'ils m'ont donné.

À tous les membres de la famille Ben Meradi et Tchikou grand et petit sans exception.

À mes chères amies, les personnes qui se tiennent toujours à mes côtés, qui m'aident à aller mieux, à surmonter les moments compliqués: Yousra, Soumia, Madina, Malak, khouloud, Meriem, Khalida et Rafika.

À Tous mes collègues de le M2 génie civil.

À tout ce qui ont participé à ma réussite et à toutes les personnes qui m'aiment.

Ben Meradi Chaimaa

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي6+ طوابق، يتم انجازها بولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version2003)إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج(SAP 2000.V20) تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, CBA 93)

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

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation de RDC+6 étages qui sera implantée dans la wilaya Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000.V20). Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (CBA 93, RPA99 version 2003).

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

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential of R+6 floors which will be located in Algiers, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (SAP 2000.V20). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (CBA 93, RPA99 version 2003).

Keys words: reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study, structures.

Sommaire

I.1. Introduction : 2
I.2. Présentation de l'ouvrage : 2
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage : 2
I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment : 2
I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment : 2
I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE : 3
I.4.1. Classification de la zone : [Art 3.1 RPA99v2003] 3
I.4.2. Classification du sol : 3
I.4.3. Classification de l'ouvrage : 3
I.4.3.1. Selon leur importance 3
I.4.3.2. Selon leur configuration 3
- Régularité en plan : [Art 3.5.A RPA99v2003] 3
- Régularité en élévation : [Art 3.5.B RPA99v2003] 3

I.4.4. Classification du système de contreventement : [Art 3.4.A RPA99v2003] 3
I.5. Eléments d'ouvrages : 4
I.5.1. Planchers : 4
I.5.2. Maçonnerie : 4
I.5.3. Acrotère : 4
I.5.4. Escaliers : 4
I.5.5. Infrastructure : 4
I.5.6. Revêtement : 4
I.6.Caractéristique mécaniques des matériaux 5
I.6.1.Béton 5
I.6.2.Ciment 5
I.6.3.Granulats 5
I.6.4.Béton armé 5
- Résistance caractéristique à la compression 6
- Résistance caractéristique à la traction 6
- Coefficient de Poisson (υ) 6
- Module de déformation longitudinale 7

I.6.5. Acier 7
I.6.Principe de calcul du CBA 93 8

Pré dimensionnement .....**Error! Bookmark not defined.**
II.1. Introduction 9
II.2.Pré-dimensionnement des planchers : 9
II .2.1. Plancher à corps creux : 9
Figure II.1 : 10
II .2.2. Les dalles pleines.....10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation.....10
II.3.1. Charges permanentes 10
II.3.1.1. Maçonnerie : 10
a) Murs intérieurs (simple cloison) : 10
b) Murs extérieurs (double-cloison) : 10
II.3.1.2. Plancher corps creux 11
a) *Plancher terrasse*.....11
b) *Plancher courant* 12
II.3.2. Surcharges d'exploitation 13
II.4. Pré dimensionnement des poutres : 13
❖ Selon C.B.A93 13
❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :(article 7.5.1) : 13
❖ Sections adoptées 14
II.5. Pré dimensionnement des poteaux : 14
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement 15
II.5.2. Décente des charges : 16
II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité 17
II.5.4. Calcul de La surface reprise par le poteau 17
II.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux 17
a) Charges permanentes.....17
b) Charges d'exploitations 18
c) Charges permanentes et Nu 19
II.5.6. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] : 19
II.5.7. Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] : 20
II.5.8.Conclusion : 20
II.6. Les voiles : 21
III.1. Introduction : 23

III.2. ACROTÈRE : 23
III.2.1. Introduction 23
III.2.2. Evaluation des charges 23
III.2.3. Détermination des efforts 24
III.2.4. Ferraillage (à l'ELU) 24
➢ Armatures : 25
➢ Espacement : 25
➢ Vérifications : 25
III.2.5. Schéma de ferraillage : 26
III.3. LES ESCALIERS : 27
III.3.1. Introduction : 27
III.3.2.Dimensionnement : 27
❖ Vérification de la formule de BLONDEL : 27
III.3.3.Evaluation des charges et surcharges : 28
III.3.3.1. Charges permanentes : 28
III.3.3.2. Charge d'exploitation : 29
III.3.4.Détermination des efforts : 29
III.3.5. Ferraillage des escaliers : 31
III.3.5.1. Condition de non fragilité : 31
III.3.5.2. Les armatures de répartition : 31
III.3.5.3. Vérification de l'espacement : 31
III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant : 32
a) Vérification à l'E.L.U: 32
III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S : 32
III.3.5.6. Vérification de la flèche : 32
III.3.6. Calcul de la poutre palière : 33
III.3.6.1.Pré dimensionnement : 33
III.3.6.2.Evaluation des charges : 34
III.3.6.3.Calcul des efforts internes : 34
III.3.6.4.Ferraillage de la poutre palière : 35
Tableau III.21. Les données de la poutre palière 35
III.3.6.5.Condition de non fragilité : 36
III.3.6.6. Vérification de l'effort tranchant : 36

III.3.6.7. Armatures transversales 36
III.3.6.8. Vérification à l'E.L.S :.....37
III.3.6.9. Vérification de la flèche : 37
III.4. Plancher à corps creux 38
III.4.1. La dalle de compression : 38
III.4.2. Les poutrelles.....39
III.4.3- Dimensionnement des poutrelles :.....39
III.4.3.1. avant coulage :.....40
❖ Évaluation des charges et surcharges :.....40
➢ Calcul des moments : 40
➢ Vérification de la flèche : 41
III.4.3.2. après coulage : 41
➢ Méthodes de calcul : 42
III.4.3.3. Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression : 43
➢ 1er Type : Poutrelles à 2 travées 43
➢ **2*eme*** Types : poutrelles à 3 travées : 44
➢ **3*eme*** Types : poutrelles à 4 travées : 45
➢ **4*eme*** Types : poutrelles à 6 travées : 46
Récapitulations : 48
III.4.3.4. Ferraillage des poutrelles : 49
➢ À l'ELU 49
• Calcul des armatures longitudinales : 49
• Position de l'axe neutre : 49
• Conditions de non fragilité : (CBA93) 50
En travées : 50
Aux appuis : 50
• Calcul des Armatures transversales : 50
• Espacement St: 51
• Vérification de contrainte de cisaillement : 51
• Au voisinage de l'appui : 51
Appui intermédiaire: 51
• Section d'armatures transversales minimales : 52
• Vérification à L'ELS: 52

- Vérification de la flèche: 52

III.4.4.DALLE MACHINE :.....53

III.4.4.1. Introduction.....53

III.4.4.2. Pré dimensionnement 53

III.4.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 54

III.4.4.3.2. Poids de la machine supportée.....54

III.4.4.3.3. La charge d'exploitation.....55

III.4.4.4. calcul des sollicitations 55

- Méthode de calcul : 55
- Principe de calcul 56

IV.1. Introduction : 62

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 62

IV.2.1.Centre de masse : 62

IV.2.2. Centre de torsion :.....63

IV.2. 3. Excentricité :.....64

IV.2. 3.1. Excentricité théorique (statique): 65

IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] 65

IV.3. Modélisation de la structure.....67

IV.3.1. Introduction.....67

IV.3.2. Modélisation 67

IV.3.3. Les hypothèses de conception des voiles.....67

IV.3.4. Analyse de notre structure 67

IV.4 Calcul dynamique du bâtiment:.....68

IV.4.1. Choix de la méthode de calcul : 68

IV.4.2. La Méthode dynamique modale spectrale : 68

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique : 71

IV.5.1. Vérification de comportement modal :.....72

IV.5.2. Vérification de participation massique:.....74

IV.5.3. Analyse statique et dynamique : 75

IV.5.3.1. Stabilité de la structure.....75

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....75

c) Vérification de la stabilité au renversement : 77

d) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »).....78

e) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : RPA2003 « Art 5.9 » 79
IV.5.3.2. Résistance des éléments : 80
a) Vérification de cisaillement des éléments 80
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....82
IV.5.4. CONCLUSION : 83
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.....62
V.1. Introduction 85
V.2. Ferraillage des poutres 85
Recommandations du RPA99 version2003 : 86
❖ Armatures longitudinales.....86
❖ Armatures transversales : 86
V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres : 86
V.2.1.1.Poutre principale: 86
a) Calcul de Ferraillage de Poutre principale à l'ELU ou l'ELACC : 86
b) Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art. A.4.5.3 : 87
c) Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC : .88
d) Ferraillage transversal des poutres : 89
e) Vérification de la flèche : 89
V.2.1.2.Poutre secondaire : 90
a) Calcul de Ferraillage de Poutre secondaire à l'ELU ou l'ELACC : 90
b) Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art. A.4.5.3 : 91
c) Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC : .91
d) Vérification de la flèche : 92
V.2.3. Schémas des armatures des poutres.....92
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 93
V.3.1. Armatures longitudinales : 93
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : 93
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 94
V.3.1.3. Vérifications des contraintes à l'E.L.S : 96
V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux : 98
V.3.2. Armatures transversales : 100
V.3.3. Schémas des armatures des poteaux : 102
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 103

V.4.1.Introduction : 103
V.4.2. Recommandation selon les règlements : 103
V.4.2.1. Armatures verticales : 103
a) Selon le CBA93 : 103
b) Selon le RPA99 version2003 : 103
V.4.2.2. Armatures horizontales : 104
a) Selon le CBA93 : 104
b) Selon le RPA99 version2003 104
V.4.2.3. Armatures transversales : 104
V.4.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS 106
V.4.2.5. Armatures horizontales : 107
V.4.2.6. Armatures transversales 108
V.5.Conclusion 108
CHAPITRE VI 85
VI.1. INTRODUCTION : 109
VI.2. TYPES DE FONDATIONS : 109
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL : 109
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS : 110
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau : 111
VI.4.1.1. Dimensionnement de la semelle isolée 111
a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol 111
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement des semelles 112
VI.4.2. Calcule des semelles filantes : 113
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes : 114
VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5: 115
VI.5.Calcul de Ferraillage 116
VI.5.1. Sous un voile 116
VI.5.2. Sous plusieurs poteaux 117
VI.5.3.Pré dimensionnement de la poutre de libage 118
Rôle : 118
VI.5.4.Ferraillage Poutre de libage 119
Mt (kN.m) 119
VI.5.4.1.a. Calcul des armatures longitudinales 119

VI.5.4.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS 120
VI.5.4.3.c. Armatures transversales 120
VI.5.4.4.d. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 120
VI. 6. Les longrines 121
VI.6.1. Introduction 121
VI.6.2. pré-dimensionnement 121
VI.6.3. Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC 122
VI.6.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service 122
VI.6.5. Calcul des armatures transversales 123
Documents réglementaires : 125
Manuels techniques : 125
Logiciels : 125

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau. I.1.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 7

CHAPITRE II

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison 10

Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison.....11

Tableau II-3: Charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). 11

Tableau II-4: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)….12

Tableau II-5 : pré dimensionnement des poutres.....14

Tableau II-6. Pré dimensionnement des poteaux.....16

Tableau II-7.Calcul de l'effort normal limite.....16

Tableau II-8. Calcul des charges permanentes. 18

Tableau II-9.Calcul des charges d'exploitations. 19

Tableau II-10.Calcul de l'effort normal ultime. 19

Tableau II-11.Vérification des dimensions des poteaux.....20

Tableau II-12.Vérification aux zones nodales. 20

CHAPITRE III

Tableau III-1. Evaluation des charges sur l'acrotère.....24

Tableau III-2. Détermination des efforts. 24

Tableau III-3. Paramètres de calcul. 25

Tableau III-4. Armatures verticales et horizontales. 25

Tableau III-5. Espacement des armatures. 25

Tableau III-6. Vérification des contraintes normales et de cisaillement …….26

Tableau III. 7. Dimensions de l'escalier. 28

Tableau III. 8. Pré dimensionnement de l'escalier. 28

Tableau III.9. Charge permanente du palier de repos. 28

Tableau III.10. Charge permanente de la paillasse.....29

Tableau III. 11. Combinaisons des charges. 29

Tableau III.12. Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier…….....29

Tableau III.13. Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier……..…29

Tableau III.14. Les données.....31

Tableau II.15.Calcul des sections d'acier de l'escalier.....31

Tableau III.16. Vérification de l'espacement.....32

Tableau III.17. Vérification à l'E.L.S.....32

Tableau III.18. Vérification de la flèche.....33

Tableau III.19. Pré dimensionnement de la poutre palière. 34

Tableau III.20. Les efforts agissants sur une poutre palière.....35

Tableau III.21. Les données de la poutre palière.....35

Tableau III.22 .Calcul des sections d'acier de la poutre palière.....36

Tableau III.23. Vérification à l'E.L.S.....37

Tableau III .24.les charges de la poutrelle avant collage.....40

Tableau III.25.Détermination le nombre des étaiements.....41

Tableau III.26. Donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.....41

Tableau III.27.méthode CAQUOT.....42

Tableau.III.28. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 1 à l'ELU.....44

Tableau.III.29. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 1 à l'ELS……...43

Tableau.III.30. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELU……..43

Tableau.III.31. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS……..…44

Tableau.III.32. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 2 à l'ELU……...44

Tableau.III.33. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 2 à l'ELS……...44

Tableau.III.34. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELU…….……45

Tableau.III.35. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS…….....45

Tableau.III.36. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 3 à l'ELU……..45

Tableau.III.37. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 3 à l'ELS……..46

Tableau.III.38. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELU……..….46

Tableau.III.39. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS…….....46

Tableau.III.40. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 4 à l'ELU……..47

Tableau.III.41. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles type 4 à l'ELS …….47

Tableau.III.42. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELU……48

Tableau.III.43. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS……..48

Tableau III.44. Récapitulations des efforts.....48

Tableau III.45. Les données.....49

Tableau III.46. Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée……50

Tableau III.47. Vérification à l'E.L.S.....52

Tableau III.48.Charges permanentes.....54

Tableau III.49. Les charges concentrées.....55

Tableau III.50. Détermination des chargements de la dalle.....55

Tableau III.51. Les données de la dalle machine. 58

Tableau III.52. Calcul des sections d'acier de la dalle.....59

Tableau III.53. Vérification à l'E.L.S..... 59

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Calcule de centre de masse.....64

Tableau IV.2. Calcule de centre de torsion.....64

Tableau IV.3.Calcule d'excentricité.....65

Tableau IV. 4. Calcule d'excentricité 66

Tableau. IV.5. Excentricité suivant les deux directions.....66

Tableau IV.6. Les charges reprises par les voiles.....70

Tableau IV. 7 : détermination du facteur de qualité Q de la structure…….71

Tableau. IV.8.Le comportement des trois premiers modes. 72

Tableau IV.9. Participation des masses modale.....74

Tableau. IV.10. Les valeurs de la force sismique. 76

Tableau. IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...77

Tableau. IV.12.Vérification de la stabilité au renversement. 77

Tableau IV. 13. Vérification des déplacements inter-étage sens X.....78

Tableau IV. 14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.....79

Tableau IV. 15. Vérification l'effet P-Δ sens X.....80

Tableau. IV.16.Vérification de cisaillement des poutres. 81

Tableau IV.17. Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe……...82

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe Y…….82

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés……..83

Tableau IV.20. Dimensions finales des poutres.....84

Tableau IV.21. Dimensions finales des poteaux.....84

CHAPITRE V

Tableau V.1. Les données de calcul.....85

Tableau. V.2. Calcul des sections d'armatures de la poutre principale…….....87

Tableau. V.3. Sections d'armatures choisies de la poutre principale…….....87

Tableau .V.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale…....88

Tableau. V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….. 88

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leurs espacements……...89

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres principales…….90

Tableau. V.8. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire……...90

Tableau. V.9. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire……..90

Tableau .V.10. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire…..….91

Tableau. V.11.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU…….....91

Tableau V.12. Calcul des armatures transversales et leurs espacements……..…92

Tableau V.13.Vérification de la flèche des poutres secondaires……..…92

Tableau V.14. Ferraillage des poteaux à l'ELU 95

Tableau V.15. Vérification des poteaux à l'E.L.S.....97

Tableau V.16. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....100

Tableau V.17. Ferraillage transversal des poteaux.....101

Tableau V.18. Calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X)……..105

Tableau V.19. Calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y)……..105

Tableau V.20. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003……..106

Tableau V.21. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....106

Tableau V.22. Calcul des armatures horizontales des voiles.....107

CHAPITRE VI

Tbleau.VI.1 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS…….112

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……115

Tableau VI.3.Vérification de la stabilité au renversement. ……...116

Tableau VI.4. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……...116

Tableau VI.5. Ferraillages des semelles filantes sous un voile……..117

Tableau VI.6. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau…….....117

Tableau VI.7. Ferraillages des armatures principales de la semelle……...117

Tableau VI.8. Dimensionnement de la poutre de libage. ……..118

Tableau VI.9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….119

Tableau VI.10. Détermination des sollicitations de la poutre de libage……119

Tableau VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……...120

Tableau VI.12. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. .120

Tableau VI.13. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….120

Tableau VI.14. Ferraillage longitudinal des longrines……122

Tableau VI.15. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. ……122

Tableau VI.16. Calcul des armatures transversales des longrines……..123

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux……..10

Figure II.2. Coupe de mur en maçonnerie…….....11

Figure II-3 : composants d'un plancher terrasse……..12

FigureII-4: composants d'un plancher courant…….……...12

FigureII-5.Représentation du poteau le plus sollicité……..17

Figure II-6. Zones nodales…….……...20

Figure II-7.Vue en plan et vue en 3D du voile…….21

CHAPITRE III

Figure III.1. Dimensions de l'acrotère……..23

Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère……...24

Figure III.3. Section de calcul…….....25

Figure III.4. Ferraillage de l'acrotère…….……..….26

Figure III.5 : Schéma d'escalier……27

Figure III.6. Distribution des charges à l'ELS…….....30

Figure III.7.Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU…….…..30

Figure III.8.Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS……30

Figure.III.9. Diagramme des efforts tranchants(ELU) (ELS)……..35

Figure III.10.Différents efforts dans la poutre palière(ELU) (ELS)……35

Figure III. 11. Ferraillage de la poutre palière…….37

Figure III .12.disposition constructive des armatures de la table de compression……...39

Figure. III.13. Dimensionnement de la poutrelle…….…39

Figure. III.14. Poutrelle avant coulage……40

Figure III. 15 .Poutrelle à deux travées……...…43

Figure III. 16. Poutrelle à 3 travées…….44

Figure III. 17. Poutrelle à 4 travées…….45

Figure III. 18. Poutrelle à 6 travées…….46

Figure.19. Schéma statique de poutrelles……49

Figure III.20. Dimensions de la dalle machine……...53

Figure III.21. Déférentes charges agissantes sur la dalle ……..…….54

Figure III.23. Les lignes de rupture…….57

Figure III.24. La vérification de non poinçonnement……..61

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Dimension des voiles et poteaux……..……63

Figure. IV.2.Disposition des voiles (vue en plan)…….68

Figure. IV.3. Le comportement des trois premiers modes……73

CHAPITRE V

Figure V.1.Dessin de ferraillage des poutres principales…….....92

Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres secondaires……....93

Figure V.3. La zone nodale dans les poteaux……..….94

Figure V.4. Ferraillage des poteaux. …….…….....102

Chapitre VI

Figure VI-1. Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.…….....111

Figure.VI.2. Les bulbes de pression sous la semelle…….....113

Figure VI.3. Chevauchement des bulles de pression sous la semelle……113

Figure VI.4. Semelle filantes sous plusieurs poteaux…….114

Figure VI.5. Semelle filantes sous voiles……114

Figure VI.6. Disposition des semelles filantes……121

Figure VI.7. Ferraillage de la longrine……123

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: Armateur de réparation.

A_t: Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : Longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

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'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u ,Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} ,Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : Excentricité.

a : épaisseur du voile.

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.

I_f : Longueur de flambement.

s_t , t : Espacement d'armature transversale.

$s_{rép}$: Espacement de répartition.

SZN : Espacement dans la zone nodale.

SZc : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

U_c : Périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

A_{cc}: Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

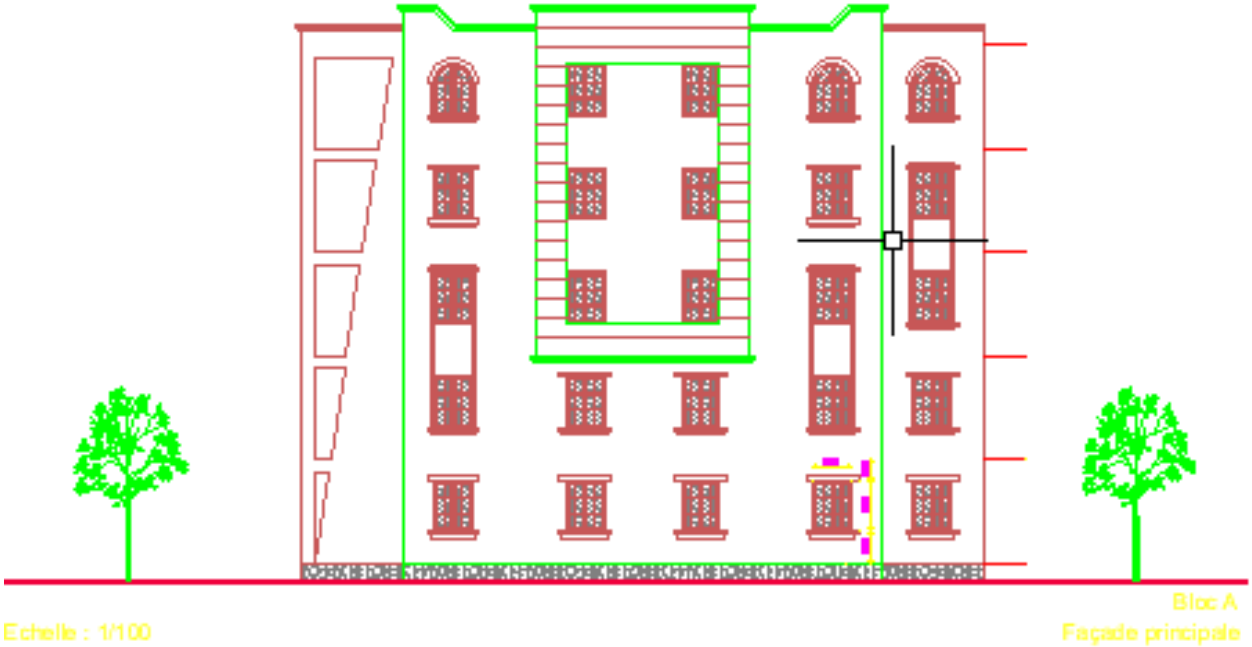
C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

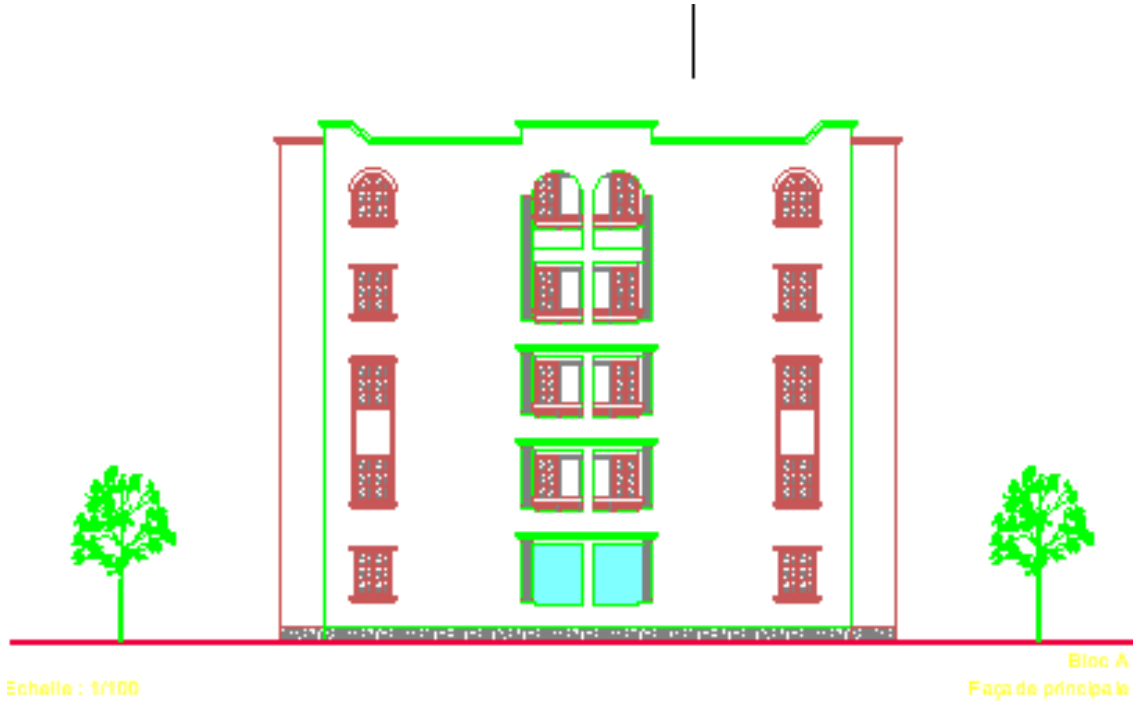
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

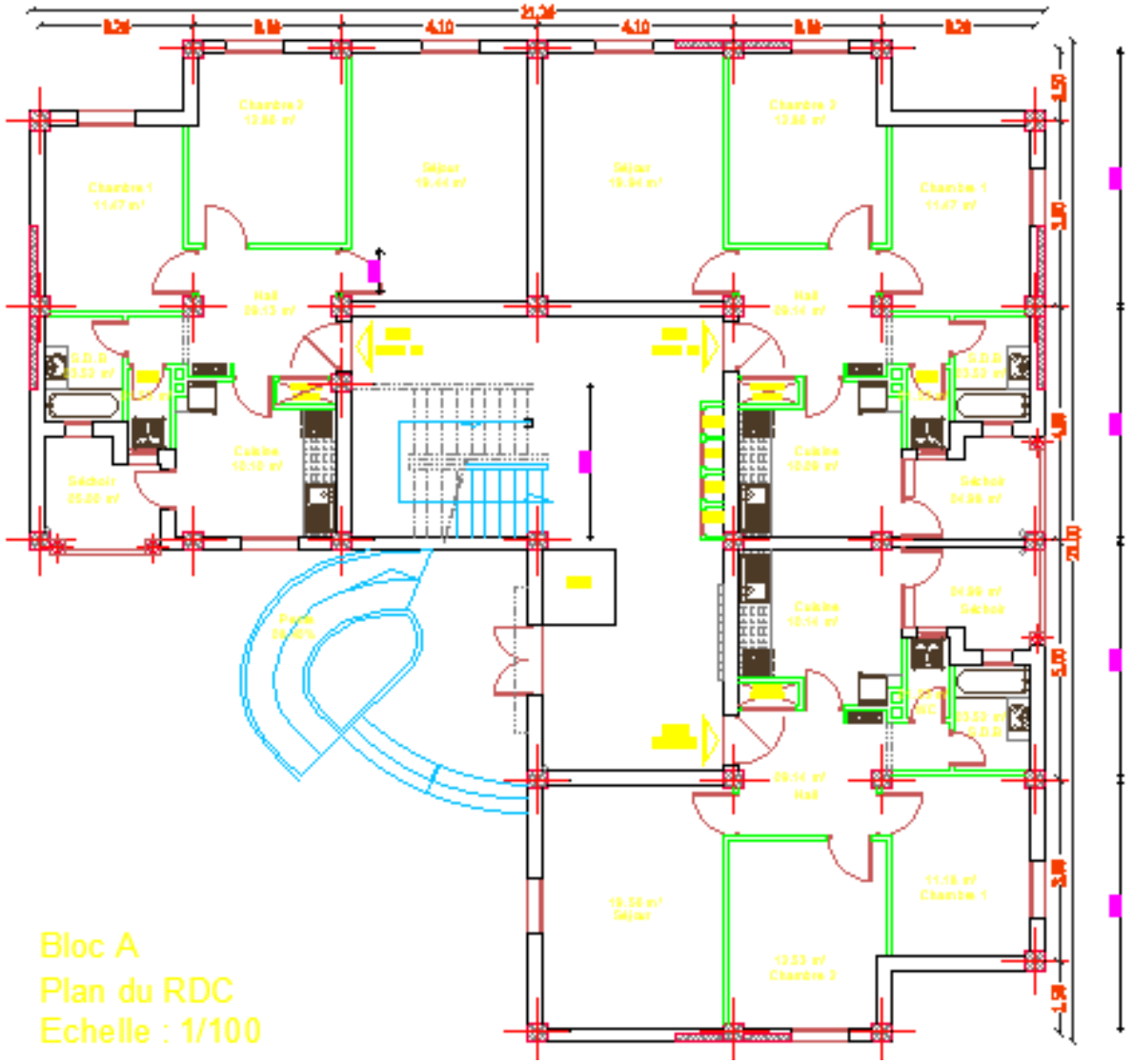
Terr : Terrasse



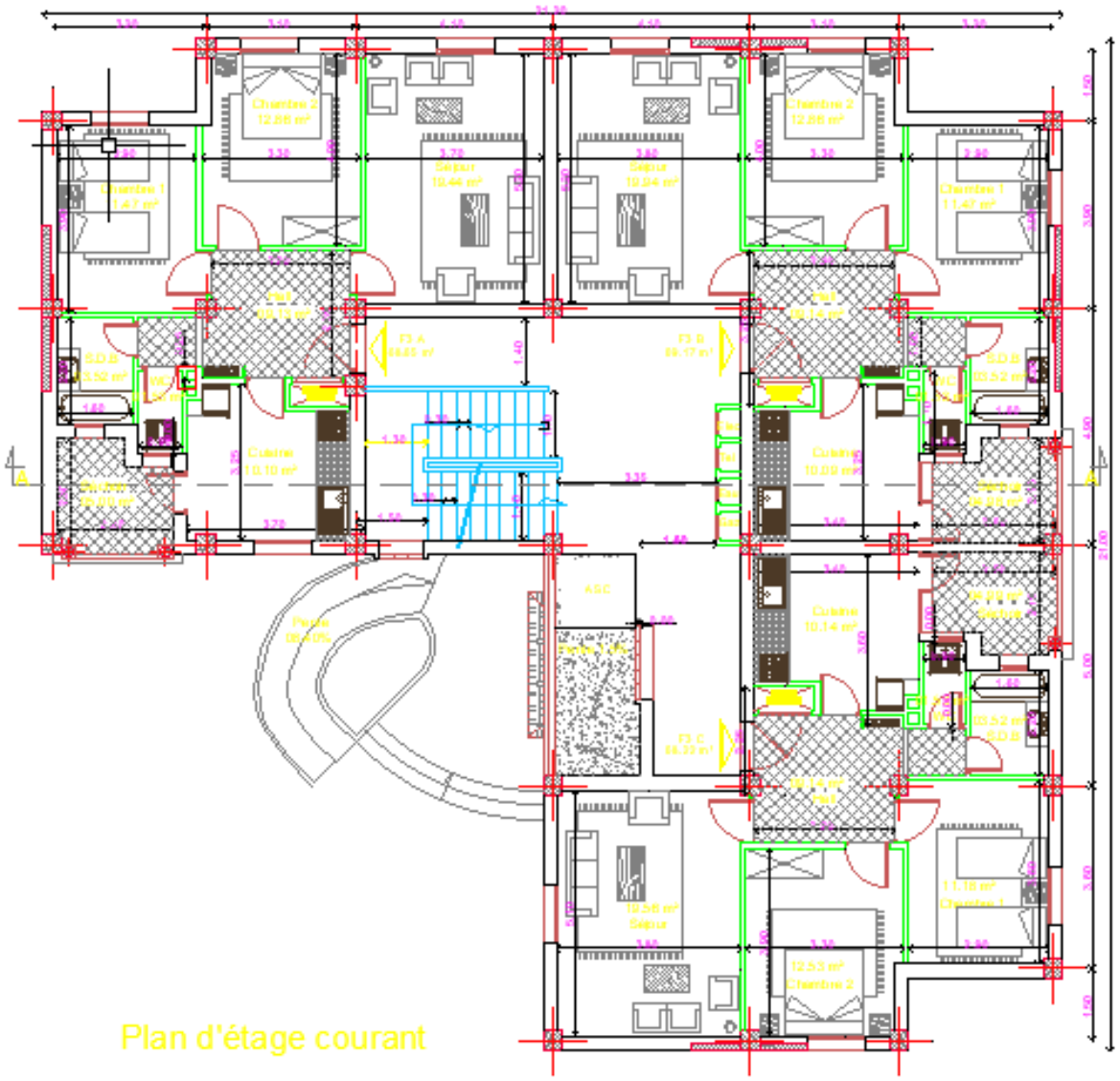
FACADE PRINCIPALE



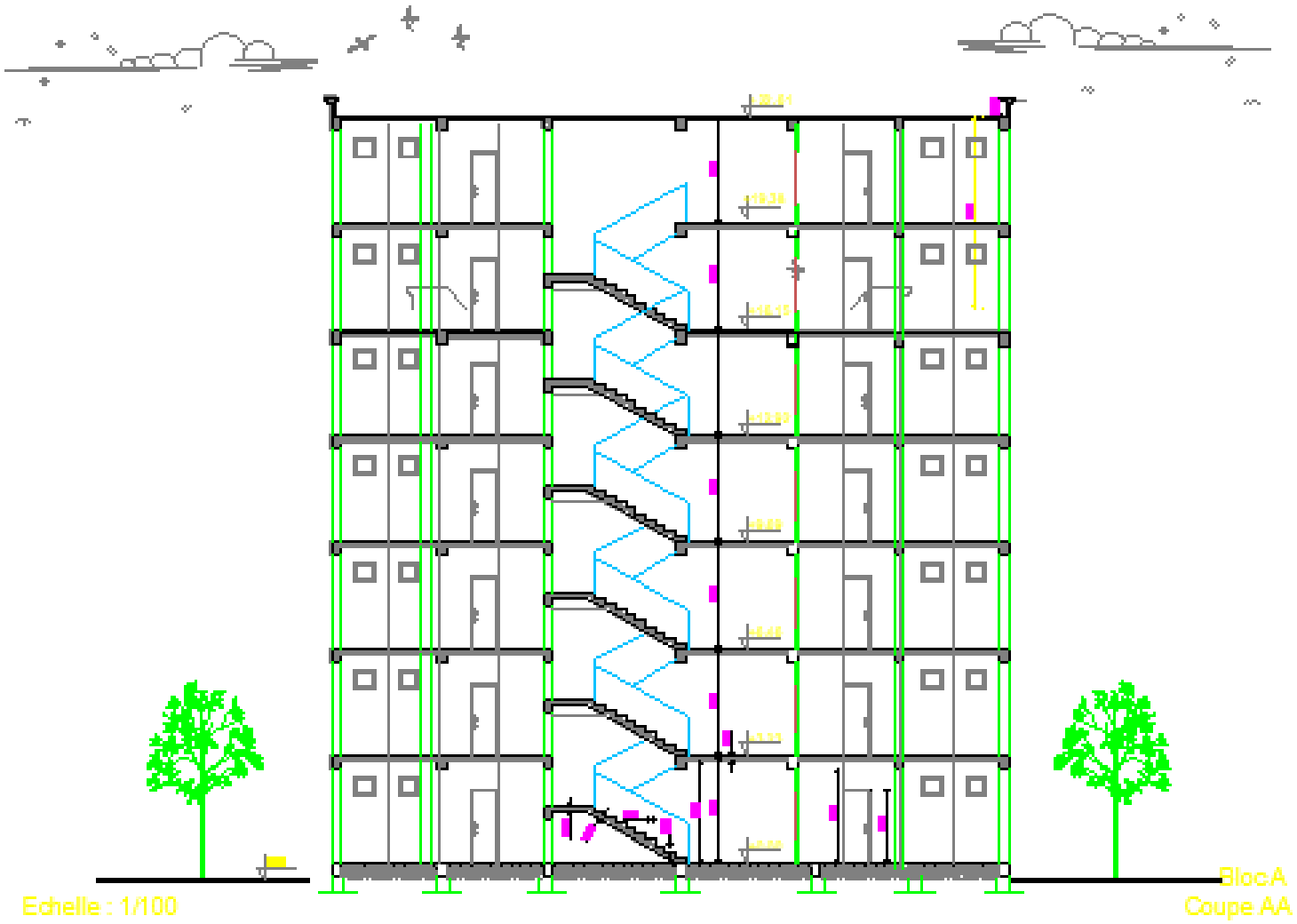
FACADE LATERAL



PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



COUPE A-A

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de forte sismicité, comportant RDC et 6 étages à Alger.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. 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 réalisant est un bâtiment en béton armé de (R.D.C+ 6 ETAGES) à usages d'habitation qui sera implanté à la wilaya d'Alger (commune d'Alger). C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA99 version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA 93"
- DTR.C.2.2
- règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 21,20 m.
- Largeur totale du bâtiment : 21,00 m.

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : h= 3,23 m.
- Hauteur totale du bâtiment : ht=22,61 m et 0.60 m de l'acrotère.

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE :

I.4.1. Classification de la zone : [Art 3.1 RPA99v2003]

Le bâtiment sera réalisé dans une zone de sismicité élevée (zone III).

I.4.2. Classification du sol :

Selon le rapport du sol, Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : $\sigma = 1{,}6$ bars.

I.4.3. Classification de l'ouvrage :

I.4.3.1. Selon leur importance

Le bâtiment appartient au (groupe 2 : moyenne d'importance), (ouvrage courant), car il est à usage d'habitation.

I.4.3.2. Selon leur configuration

- **Régularité en plan : [Art 3.5.A RPA99v2003]**

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégulier en plan).

- **Régularité en élévation : [Art 3.5.B RPA99v2003]**

Le bâtiment n'a pas un décrochement en élévation (régulier en élévation).

I.4.4. Classification du système de contreventement : [Art 3.4.A RPA99v2003]

La structure dépasse les (8 mètres) en hauteur et sera implantée en (zone III).

Le contreventement par des portiques autostables est donc écarté et le choix va se porter sur :

- Système mixte portiques / voiles avec interaction.
- Système de portiques contreventés par des voiles.

I.5. Eléments d'ouvrages :

I.5.1. Planchers :

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

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

I.5.2. Maçonnerie :

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

I.5.3. Acrotère :

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

I.5.4. Escaliers :

Les escaliers sont à 2 volées comprenant un palier de repos.

I.5.5. Infrastructure :

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

I.5.6. Revêtement :

- ✓ ***Plancher :***

  Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- ✓ ***Murs :***
  - Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.6.Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment sont conformes aux recommandations des règles techniques de CBA93.

I.6.1.Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier.

Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

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

I.6.2.Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, nous utiliseront un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (CPA) pour minimiser le dégagement de CO2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.6.3.Granulats

Dans cette étude on utilise un sable roulé de classe **(0/3),** éventuellement corrigé par un sable concassé **(0/5)**. Cependant, trois classes de gravier sont envisagées : **3/8**, **8/15** et **15/25** pour avoir une répartition granulométrique continue et une résistance soucheté.

I.6.4.Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur

l'autre, ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

- **Résistance du béton**

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

- **Résistance caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (fc28). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (Ø = 16cm et H = 32cm) 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 :

$$\text{Fcj} = \frac{\text{J}}{4{,}76+0{,}83\text{J}} \times \text{fc28} \quad \text{Pour : } \text{fc28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \textbf{.....(I.1)}$$

$$\text{Fcj} = \frac{\text{J}}{1{,}4+0{,}95\text{J}} \times \text{fc28} \quad \text{Pour : fc28} > 40 \text{ MPa} \textbf{.....(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à « 1.10 $fc28$» à condition quel béton soit pas traité thermiquement.

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pour réitère déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souventes par flexion .La valeur de f_{tj} st déduite de celle a la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \quad \textbf{.....(I.3) [2]}$$

Avec : f_{tj} et f_{cj} en [MPA]

- **Coefficient de Poisson (υ)**

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

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (flambement transversale 'Δ_a' raccourcissement longitudinale 'Δ_l'.Selon le CBA93, sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations à l'état limite de service **(ELS).**
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime **(ELU).**

➢ **Module de déformation longitudinale**

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

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

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

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

I.6.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans les ouvrages sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
		FeE 500	HA≥8
Treillis soudé	Tabla de compression	TLE 525	$0 \leq \emptyset \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier Utilisé qui est égale à: Es=2×10⁵, Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

-**Etat limite ultime** (ELU) basé sur:

1- Equilibre statique.

2- L'ouverture des fissures.

3- La stabilité de forme.

-**Etat limite de service** (ELS) basé sur :

1- La compression du béton.

2- L'ouverture des fissures.

3- La déformation.

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

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPA.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPA.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
  - Transversales : RL « Fe=235 MPa » (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, pour estimer approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles du C.B.A93 et le RPA99version 2003. Les résultats obtenus sont ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \text{.....(II.1)}$$

L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

h_t : L'épaisseur du plancher.

L_{max}= 4,1 m d'où alors $16{,}4\ cm \leq h_t \leq 20{,}5\ cm$

On adopte : ht = 20 cm.

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4) cm.

Telle que : $h_t = d+e$ Donc : $h_t = (16 + 4)$ cm.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

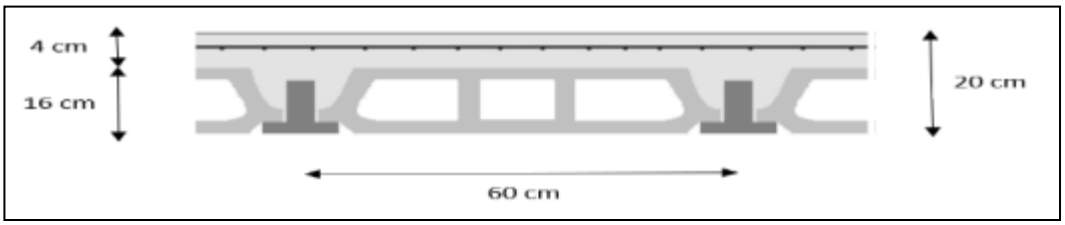


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II .2.2. Les dalles pleines

Pour notre projet, on n'a pas des dalles pleines.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation

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

II.3.1. Charges permanentes

L'évaluation des charges se fait selon le règlement DTR B.C.2.2 [3].

II.3.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	**1,62**

b) Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	**2,52**



Figure II.2. Coupe de mur en maçonnerie

II.3.1.2. Plancher corps creux

a) *Plancher terrasse*

Tableau II-3: Charge permanente du plancher terrasse **(Corps creux).**

N	composant	épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	_	_	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Plaque de liège	0,04	4	0,16
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	film polyane	_	_	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	_	2,80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
G (charge permanente)		**6,4 KN/m^2**		

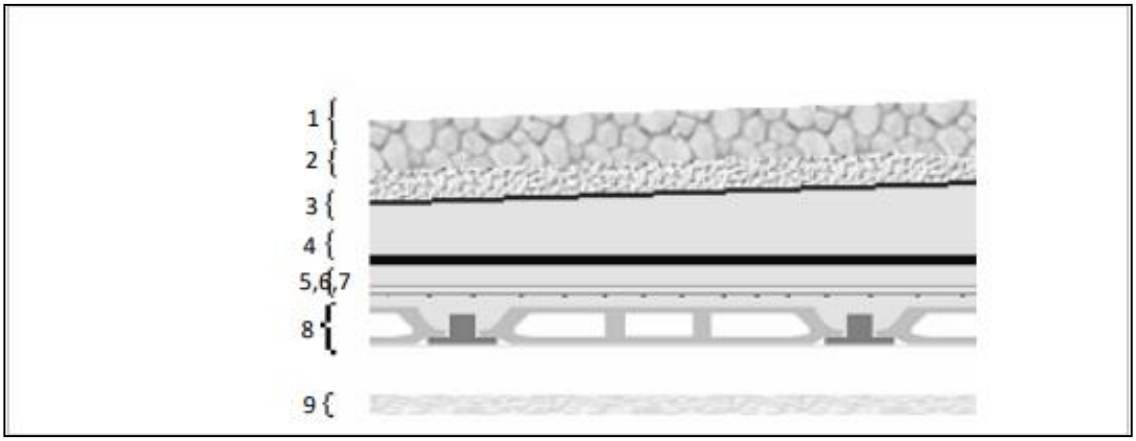
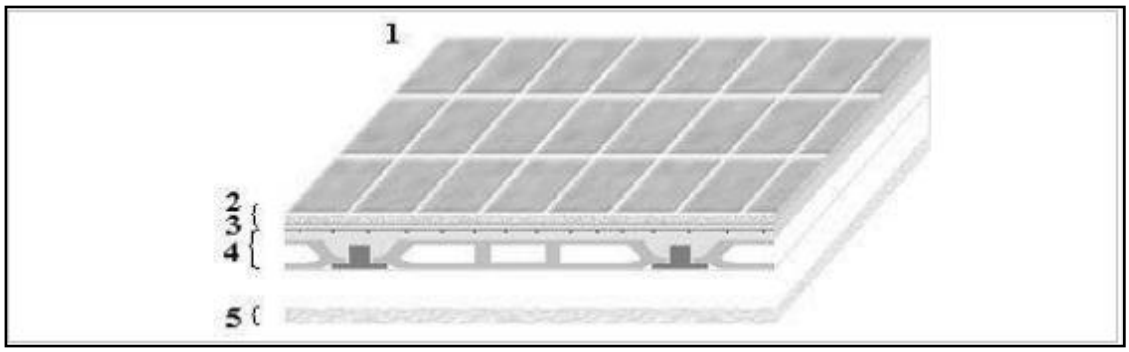


Figure II-3 : composants d'un plancher terrasse

b) *Plancher courant*

Tableau II-4: Evaluation de la charge permanente du plancher courant **(Corps creux).**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Planche corps creux	0,16+0,04	_	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	_	1,62
G	**(charge permanente)**	**5,96 KN/m^2**		



FigureII-4: composants d'un plancher courant

II.3.2. Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible Q = 1kN/m².

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m².

Les escaliers habitation Q = 2.5kN/m².

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les [Ouvrage en BA], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).règles (CBA 93).

- **Selon C.B.A93**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{.....(II.2)}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \text{.....(II.3)}$$

- **Vérification d'après RPA99 version 2003 :(article 7.5.1) :**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \text{.....(II.4)}$$

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II-5 : pré dimensionnement des poutres.

	poutre principale	poutre secondaire	Poutre palier
longueur	L= 500cm	L= 370cm	L=290cm
pré dimensionnement	33,33≤ h ≤50 On adopte : **h = 45 cm** 13,5≤ b ≤31,5 On adopte : **b = 30 cm**	24,66≤ h ≤37 On adopte : **h=35cm** 10,5≤ b ≤24,4 On adopte : **b = 30 cm**	19,33≤ h ≤29 On adopte : **h=30cm** 9≤ b ≤21 On adopte : **b = 30cm**
vérifications selon **RPA99v2003**	b = 30 ≥ 20 cm h = 45 ≥ 30 cm $\frac{h}{b}=\frac{45}{30}=1,5\leq 4$	b = 30 ≥ 20 cm h = 35 ≥ 30 cm $\frac{h}{b}=\frac{35}{30}=1,17\leq 4$	b = 30 ≥ 20 cm h = 30 ≥ 30 cm $\frac{h}{b}=\frac{30}{30}=1\leq 4$
	(conditions vérifiées)	**(conditions vérifiées)**	**(conditions vérifiées)**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L}\geq\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}=0,09\geq$ $\frac{1}{16}$ =0,0625	$\frac{h}{L}=0,094\geq$ $\frac{1}{16}$ =0,0625	$\frac{h}{L}=0,103\geq$ $\frac{1}{16}$ =0,0625

❖ **Sections adoptées**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b × h) **= 30×45 cm².**

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

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but. L'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation : donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20 **……(II.5)**
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- Vérification selon RPA99 version 2003.

Selon l'Article B.8.11 du CBA93 Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

- On doit vérifier : $$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_{r.fc_{28}}}{0,9\,\gamma\,b} + A_s \frac{f_e}{\gamma\,s} \right) \text{.....(II.6)}$$

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \end{cases}$$

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

$L_f = 0,7L_0$: C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$

fc_{28}: Contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa)

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend f_e = 400 MPa)

γb: Coefficient de sécurité du béton tel que :

- γb = 1,5 situation durable ou transitoire.
- γb =1,15 situation accidentelle.

γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

- γs = 1,15 situation durable ou transitoire
- γs = 1 situation accidentelle.

Tableau II-6. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	$6^{éme}$; $5^{éme}$	$4^{éme}$; $3^{éme}$; $2^{éme}$	1^{er}; RDC
Dimension (b*h)	30*30	35*35	40*40

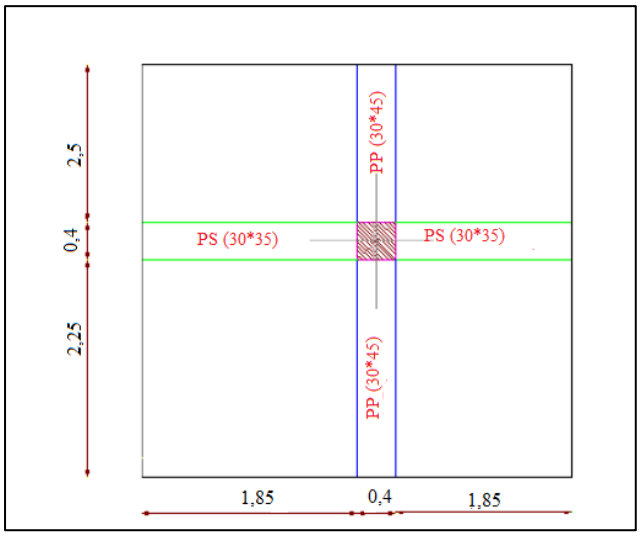
II.5.2. Décente des charges :

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

Tableau II-7. Calcul de l'effort normal limite.

Étage	(a*a)	L_f	i	λ	L_0	B	B_r (mm^2)	AS (mm^2)	α	Nu (KN)
6	30*30	2,26	0,086	26,27	3,23	900	78400	90	0,764	1133,13
5	30*30	2,26	0,086	26,27	3,23	900	78400	90	0,764	1133,13
4	35*35	2,26	0,101	22,37	3,23	1225	108900	122,5	0,785	1616,53
3	35*35	2,26	0,101	22,37	3,23	1225	108900	122,5	0 ,785	1616,53
2	35*35	2,26	0,101	22,37	3,23	1225	108900	122,5	0,785	1616,53
1	40*40	2,26	0,115	19,65	3,23	1600	144400	160	0,799	2181,05
RDC	40*40	2,26	0,115	19,65	3,23	1600	144400	160	0,799	2181,05

II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité



FigureII-5. Représentation du poteau le plus sollicité

II.5.4. Calcul de La surface reprise par le poteau

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

$S_{plancher}$ =(1,85+1,85) × (2,5+2,25) ⟶ $S_{plancher}$=17,575m²

- S_{tot} =: Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{tot} =(1,85+0,3+1,85) × (2,5+0,3+2,25) ⟶ S_{tot} = 20,2 m²

II.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux

a) Charges permanentes

G plancher = poids de plancher ×S plancher.

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau)= b × h× he × poids volumique du béton armé.

Poids volumique du béton armé = 25 kN/m³.

Tableau II-8. Calcul des charges permanentes.

Etage	G plancher(KN)	G pp(KN)	G ps(KN)	G poteau(KN)	G étage(KN)	G cumulé(KN)
6	112,48	16,87	9,71	7,26	146,32	146,32
5	104,747	16,87	9,71	7,26	138,58	284,9
4	104,747	16,87	9,71	9,89	141,21	426,11
3	104,747	16,87	9,71	9,89	141,21	567,32
2	104,747	16,87	9,71	9,89	141,21	708,53
1	104,747	16,87	9,71	12,92	144,24	852,77
RDC	104,747	16,87	9,71	12,92	144,24	997,01

b) Charges d'exploitations

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots+Q_n) \quad \textbf{.....(II.7)}$$

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'')
- Q_0: La charge d'exploitation du plancher terrasse.
- Q_n: La charge d'exploitation du plancher d'étage n.
- Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand n ≥ 5.
  - 6^{eme} étage: Q_0
  - 5^{eme} étage: $Q_0 + Q_1$
  - 4^{eme} étage: $Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$
  - 3^{eme} étage: $Q_0 + 0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
  - 2^{eme} étage: $Q_0 + 0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
  - 1^{er} étage: $Q_0 + 0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
  - RDC étage: $Q_0 + 0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Tableau II-9. Calcul des charges d'exploitations.

étage	Q plancher (kN)	Q étage (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (kN)
6	1	20,2	-	20,2
5	1,5	30,3	1	50,5
4	1,5	30,3	0,95	77,77
3	1,5	30,3	0,9	102,01
2	1,5	30,3	0,85	123,22
1	1,5	30,3	0,8	141,4
RDC	1,5	30,3	0,75	156,55

c) Charges permanentes et Nu

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5Q**……(II.8)**

Tableau II-10. Calcul de l'effort normal ultime.

Etage	G cumulé(KN)	Q cumulé (kN)	N_u(kN)	1,1 N_u (kN)	N_{limit} (kN)	vérification
6	146,32	20,2	227,83	250,61	1133,13	Vérifiée
5	284,9	50,5	460,36	506,39	1133,13	Vérifiée
4	426,11	77,77	691,90	761,09	1616,53	Vérifiée
.3	567,32	102,01	918,89	1010,77	1616,53	Vérifiée
2	708,53	123,22	1141,34	1255,47	1616,53	Vérifiée
1	852,77	141,4	1363,33	1499,66	2181,05	Vérifiée
RDC	997,01	156,55	1580,78	1738,85	2181,05	Vérifiée

II.5.6. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II-11.Vérification des dimensions des poteaux

Dimension	Min (b1, h1) ≥30cm	Min (b1, h1) ≥ he /20	1/4 < b/h < 4	Vérification
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥ 14,15	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥ 14,40	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30) ≥ 14,65	0.25 < 1 < 4	Vérifiée

II.5.7. Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b_{max} \leq$ 1,5h1+b1
- d ≤ Max (b_1/2;h_1/2) **……(II.9)**

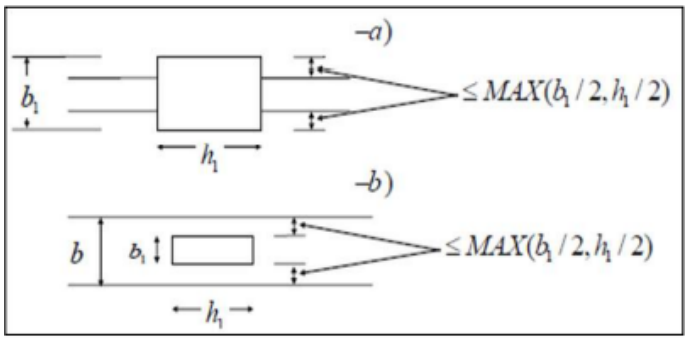


Figure II-6. Zones nodales

Tableau II-12.Vérification aux zones nodales.

b_{max}	h_1	b_1	$b_{max} \leq$ 1,5h1+b1	d (cm)	Max (b_1/2;h_1/2)	d ≤ Max (b_1/2;h_1/2)
30	40	40	Vérifiée	10	20	Vérifiée
30	35	35	Vérifiée	5	17,5	Vérifiée
30	30	30	Vérifiée	0	15	Vérifiée

II.5.8.Conclusion :

Toutes les vérifications deRPA99 sont satisfaisantes.

II.6. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA99/version2003.

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1.Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4$ a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

- L : porté du voile.

- a : épaisseur du voile.

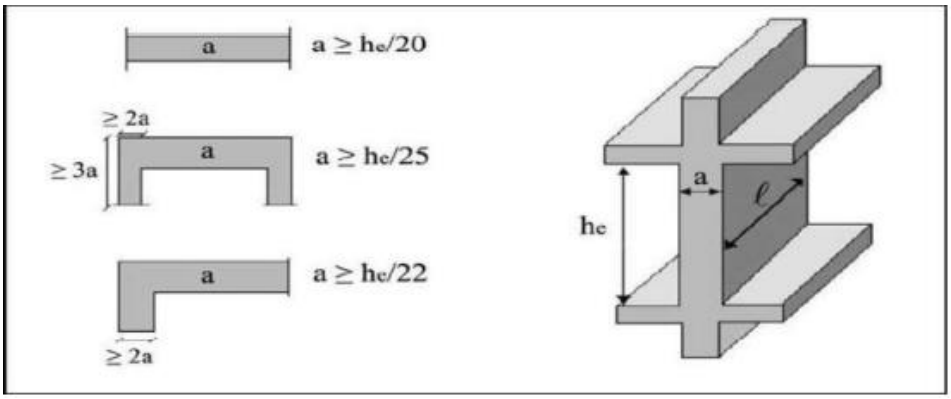
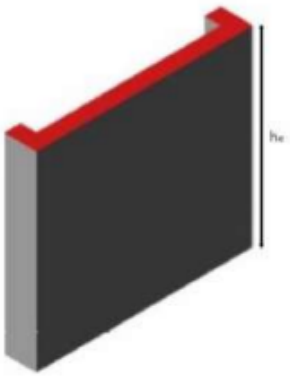
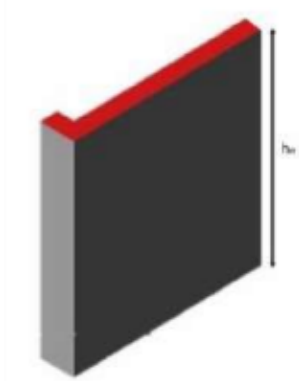
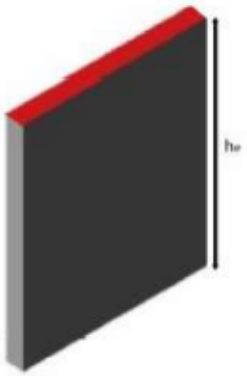


Figure II-7. Vue en plan et vue en 3D du voile.

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 et des conditions de rigidité aux extrémités.

		
a≥ $\frac{h_e}{25}$	a≥ $\frac{h_e}{22}$	a≥ $\frac{h_e}{20}$
h_e=$h_{étage}$-h_{ps}		L≥4.a

- Pour le RDC et les autres étages (h_e = 3.23m):

  a ≥Max[15cm ; $\frac{h_e}{22}$]

  a ≥Max[15cm ; $\frac{323-35}{22}$ = 13,09] **……(II.10)**

  On adopte **a = 15 cm.**

CHAPITREIII:

CALCUL DES ELEMENTS SECONDIRES

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou 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 dont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ACROTÈRE :

III.2.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

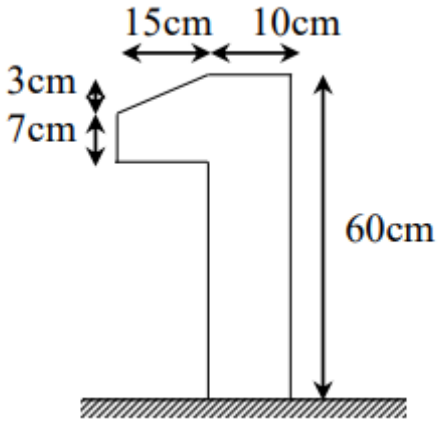


Figure III.1. Dimensions de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges

Tableau III-1. Evaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x 0,10 + ($\frac{0,15x0,03}{2}$ + 0,07x0,15)] x 1ml x γ béton=**1,82**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.2.3. Détermination des efforts

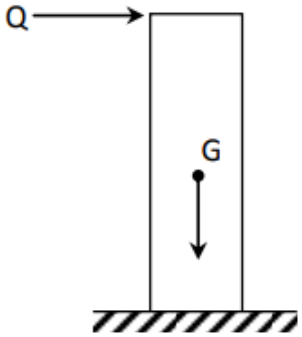


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.

Tableau III-2. Détermination des efforts.

ELU	
N (kN)	1,35xG = 2.46KN
M (kN. m)	1,5xQxh = 0,9KN
T (kN)	1,5xQ = 1,5KN

ELS	
N (kN)	G=1.82 KN
M (kN. m)	Q x h=1x0.6=0.6 KN. m

III.2.4. Ferraillage (à l'ELU)

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.

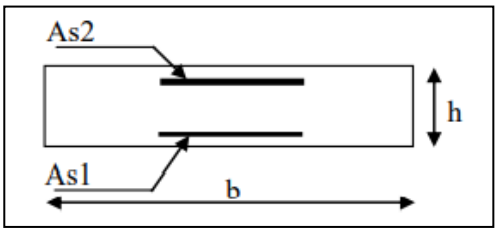


Figure III.3. Section de calcul.

Tableau III-3. Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c= c' (cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x (b+h)=220 cm		B=b x h=1000 cm²	

- **Armatures :**

Section minimale : Amin = As1+As2 = max [4%u ; 0,2B/100] = 8,8 cm²/ml.

Tableau III-4. Armatures verticales et horizontales.

	verticales		horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
calculée	0,35	0,00	A_{s1} x H/4=0,83	A_{s1} x H/4=0,83
choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

- **Espacement :**

Tableau III-5. Espacement des armatures.

	vertical (cm)	horizontal (cm)
calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5) / (4-1)=18,33
choisi	**15**	**18**
admissible	Max (3h, 33 cm) =3	Max (4h, 45 cm) =40

- **Vérifications :**

Type de fissuration : préjudiciable.

➢ Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b-adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s-adm} = \min(2f_e/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}}x\eta) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$ **.....(III.1)**

Tableau III-6. Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU)

σ_b	σ_{b-adm}	σ_s	σ'_s	σ_{s-adm}	τ_u	τ_{adm}
0,32	**15**	**2,4**	**2,4**	**201,63**	**0,02**	**1,17**

III.2.5. Schéma de ferraillage :

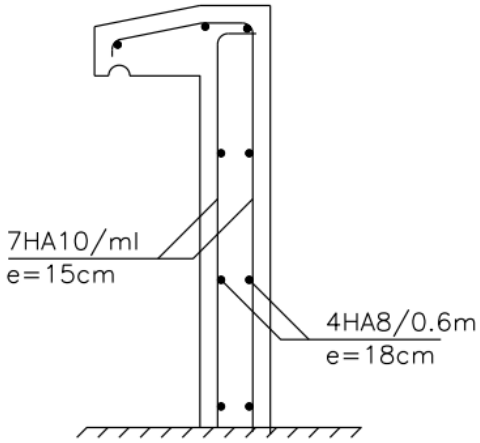


Figure III.4. Ferraillage de l'acrotère.

III.3. LES ESCALIERS :

III.3.1. Introduction :

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

III.3.2.Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire.

Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-contre :

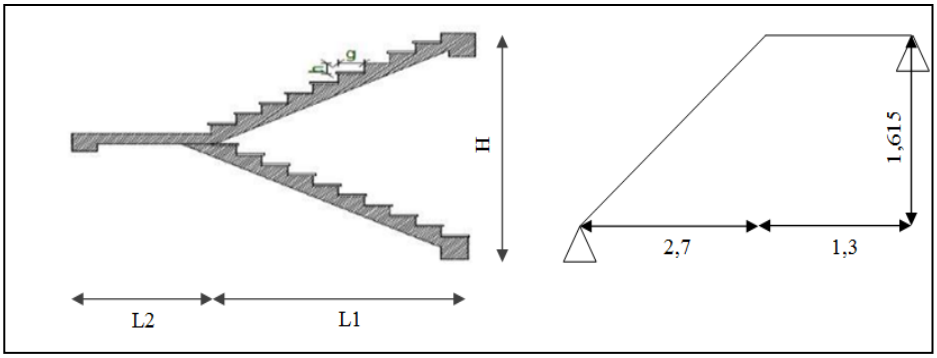


Figure III.5 : Schéma d'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.615m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

- 60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤64cm (CV)

Tableau III. 7. Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)	H (cm)
30	17	270	130	161,5
$\alpha = \tan^{-1}$ [H/L]		30,88°		

Tableau III. 8. Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$L=\sqrt{L1^2+H^2}+L2=4,44m$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$12,68 \leq e \leq 14,8$ on prend : **e = 15 cm**

III.3.3.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.9. Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G				**5,45**

Tableau III.10. Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	$0,15/\cos\alpha$	25	4,36
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G				**8,19**

III.3.3.2. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m²

Tableau III. 11. Combinaisons des charges.

	Palier	paillasse
p_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	11,10	14,80
p_{ser}=G+Q (kN/ml)	7,95	10,69

Selon le DTR [4] charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse). 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 11,12 et 13 ainsi que la figure III.7.

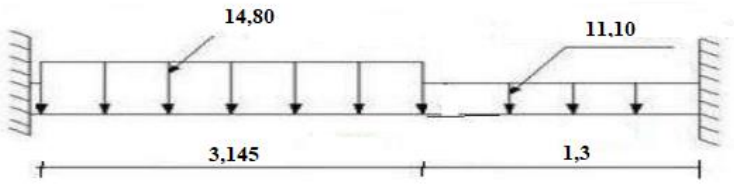
III.3.4.Détermination des efforts :

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

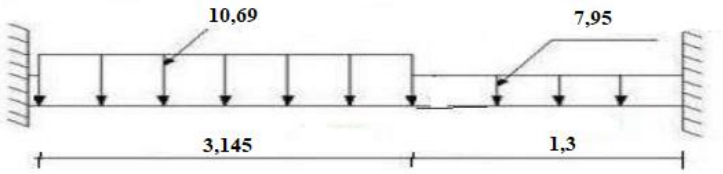
	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	p_u (KN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (KN. m)	Travée	Appuis
						$0,85M_0$ (KN. m)	$0,50M_0$ (KN. m)
palier	5,45	2,5	11,10	R_A=32,09			
paillasse	8,19	2,5	14,80	R_B=28,88	34,8	29,58	17,40

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

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	p_{ser} (KN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (KN. m)	Travée	Appuis
						$0,85M_0$ (KN. m)	$0,50M_0$ (KN. m)
palier	5,45	2,5	7,95	R_A=23,16			
paillasse	8,19	2,5	10,69	R_B=20,79	25,1	21,33	12,55



a- à l'ELU.



b- à l'ELS.

Figure III.6. Distribution des charges à l'ELS.

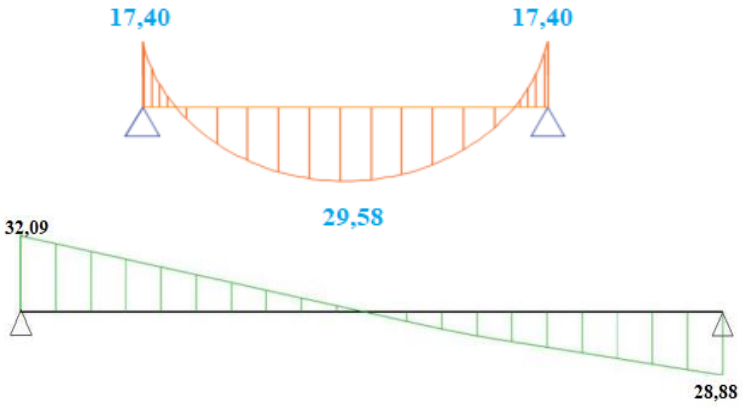


Figure III.7. Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

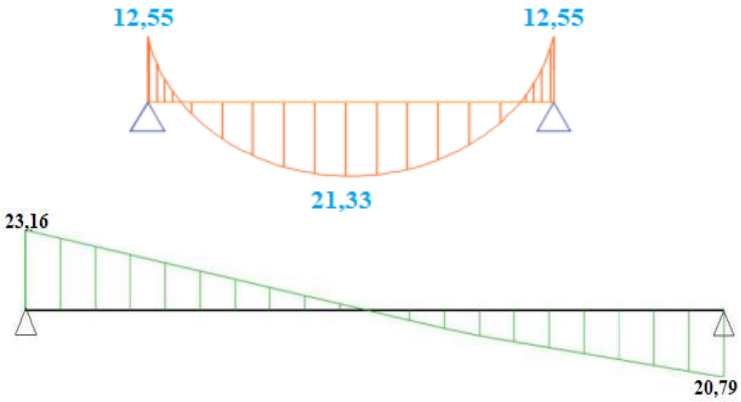


Figure III.8. Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

III.3.5. Ferraillage des escaliers :

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

Tableau III.14. Les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc}= 14,2 MPa	C=2cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	b = 100 cm	h=15cm	d=13.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau II.15. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u(KN. m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A min (cm²)	A adopta (cm²)
En travée	29,58	0,114	0,939	6,70	0	1,5	6HA12=6,79
En appuis	17,40	0,067	0,965	3,83	0	1,5	5HA10=3,93

III.3.5.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que: A≥A min =$\frac{B}{1000}$**……(III.2)**

En travées: A= 6,79≥A min =$\frac{100*15}{1000} = 1{,}5\text{cm}^2$ (cv).

En appuis : A= 3,93≥A min =$\frac{100*15}{1000} = 1{,}5\text{cm}^2$ (cv).

III.3.5.2. Les armatures de répartition :

En travée : $A_r=\frac{A}{4}=\frac{6,79}{4}$=1,697 on adopte 4HA8=2,01 cm²

En appuis : $A_r=\frac{A}{4}=\frac{3,93}{4}$=0,982 on adopte 4HA8=2,01 cm²

III.3.5.3. Vérification de l'espacement :

Tableau III.16. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	s_t=25 m ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm	s_t=25 m ≤ min [4h=60cm;45cm]=45cm
En appuis	s_t=25 m ≤ min [3h=45cm;33cm]=33cm	s_t=25 m ≤ min [4h=60cm;45cm]=45cm

III.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification à l'E.L.U:

T=32,09 KN

$\tau_u=\frac{T_u}{b_0.d}=\frac{32,09}{1*0,135}$=237,70 KN/m=0,237 MPa**……(III.3)**

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\bar{\tau_u}$ = min ($\frac{0,2*f_{c28}}{\gamma_b}$ =3,33 MPa ; 5MPa) = 3,33 MPa **……(III.4)**

τ_u=0,237 MPa ≤ $\bar{\tau}_u$=3,33 MPa. (CV).

III.3.5.5. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

Tableau III.17. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (kN. m)	A (cm²)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	21,33	6,79	11270,52	4,32	8,17	15	oui
En appuis	12,55	3,93	7322,87	3,44	5,89	15	oui

III.3.5.6. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} \longrightarrow \frac{0,15}{4,445}$=0,033≥$\frac{1}{20} \times \frac{21,33}{25,1}$=0,042 (CNV)……**(III.5)**

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{6,79}{100*13,5} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ (CV) **……(III.6)**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche.

$F_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$, $F_{adm} = 0,5cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$

Tableau III.18. Vérification de la flèche

Escalier		Sollicitations à l'ELS	Armatures principales	flèche		vérification
b (cm)	e (cm)	M_t (KN. m)	$A1t$ (cm²)	Δ_f calculé (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta_f \leq Fadm$
100	15	21,33	6,79	0,93	8,88	CV

III.3.6. Calcul de la poutre palière :

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

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur L= 2,90m

Tableau III.19. Pré dimensionnement de la poutre palière.

élément	Poutre palier
Longueur	L=290cm
Pré dimensionnement	$19{,}33 \leq h \leq 29$ On adopte : **h=30cm** $9 \leq b \leq 21$ On adopte : **b = 30cm**
vérifications selon **RPA99v2003**	b = 30 ≥ 20 cm h = 30 ≥ 30 cm $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
Section choisir	**30cm×30cm**

III.3.6.2.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre palière 0.30*0.30*25 =2.25 KN/ml

  G= 2,25[KN/ml].
- Réaction du palier à l'ELU : RA=**32,09 [KN/ml].**
- Réaction du palier à l'ELS : RA=**23,16 [KN/ml].**

A L'ELU :

Pu =1,35G+RA = (1,35×2,25) + 32,09=**35,12 [KN/ml]**

A L'ELS:

Ps =G+ RA= 2,25 +23,16 =**25,41 [KN/ml]**

III.3.6.3.Calcul des efforts internes :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{P_u * L}{2}$ **……(III.8)**
- $M_{Appui} = \frac{P_u * L^2}{12}$ **……(III.9)**

- $M_t=\frac{P_u*L^2}{24}$**……(III.10)**

Tableau III.20. Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	R_A(kN)	M_A(kN. m)	M_t(kN. m)
ELU	50,92	24,61	12,30
ELS	36,84	17,80	8,90

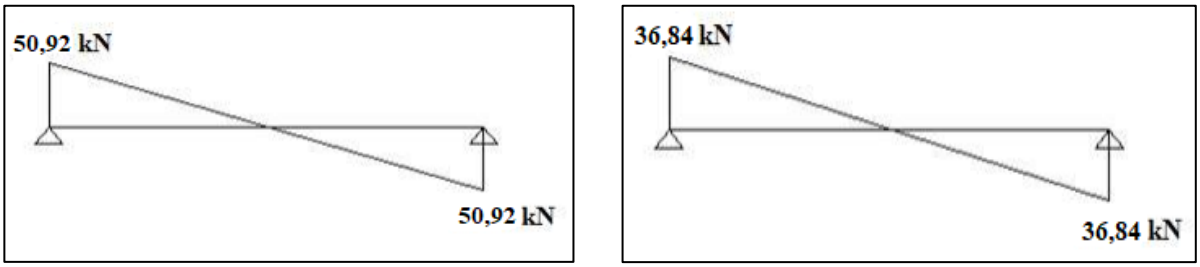


Figure.III.9. Diagramme des efforts tranchants(ELU) (ELS)

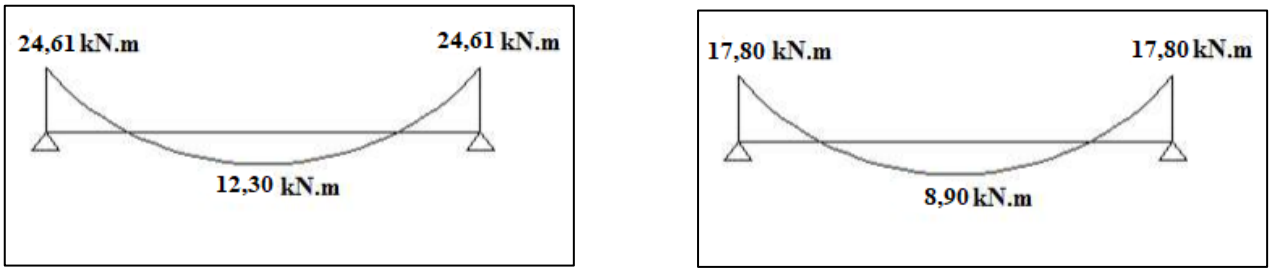


Figure III.10. Différents efforts dans la poutre palière(ELU) (ELS)

III.3.6.4.Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III.21. Les données de la poutre palière

Béton	f_{c28}= 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc}= 14,2 MPa	C=3cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	b = 30 cm	h=30 cm	d=27cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.22. Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u(KN. m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A adopta (cm^2)
En travée	12,30	0,040	0,980	1,33	0	3HA12=3,39
En appuis	24,61	0,080	0,958	2,73	0	3HA12=3,39

III.3.6.5.Condition de non fragilité :

On vérifie que: A≥A min = $\frac{B}{1000}$

En travées: A= 3,39≥A min = $\frac{30*30}{1000} = 0{,}9cm^2$ (cv).

En appuis : A= 3,39≥A min =$\frac{30*30}{1000} = 0{,}9cm^2$ (cv).

III.3.6.6. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{50{,}92*10^3}{300*270}$ = =0,628 MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2*f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}\right) = 3{,}33 \text{ MPa}$$

τ_u=0,628 MPa ≤ $\bar{\tau}_u$=3,33 MPa. (CV).

III.3.6.7. Armatures transversales

φ_t=Min [$\frac{h}{35}$=8,57cm ; φ_1=12mm ; $\frac{b0}{10}$=30mm]= 8,57cm

On adopter: φ_t = 8mm

$A_t = \frac{\pi*\varphi_t^2}{4}$=0,50cm²

Donc on adoptera : A_t=4HA8 = 2.01 cm²

- **Espacement St :**

St=Min {$\frac{h}{4}$=7,5cm ; 12φ_t=9,6cm}**……(III.11)**

$\overline{St}$=7,5 cm (zone nodale)

$\overline{St}$=15 cm (zone courante)

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} St = 5cm & \text{(zone nodale)} \\ St = 15cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$

III.3.6.8. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

	M_{ser} (kN. m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	8,90	3,39	23476,75	8,02	3,04	15	oui
En appuis	17,80	3,39	23476,75	8,02	6,08	15	oui

III.3.6.9. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$h\backslash L = 30\backslash 290 = 0{,}103 \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} = 0{,}025$ (CV)

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0{,}0041 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105$ (CV)

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

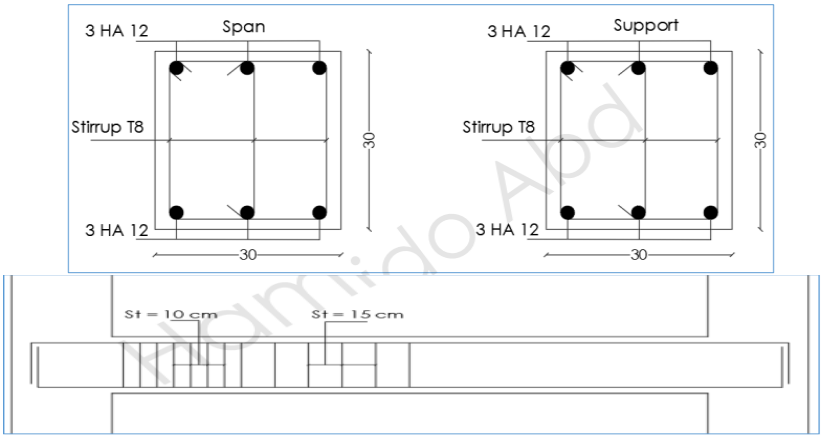


Figure III. 11. Ferraillage de la poutre palière.

III.4. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place) ;

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.4.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 16 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

$$A_t \geq 0{,}02 * L * \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} \text{.....(III.12)}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

F_e: Nuance de l'acier FeE400 (fe=400), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

A_t: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow A_t \geq 0.5\ cm^2/m.L$

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

$$A_L \geq \frac{A_t}{2} = 0{,}25\ cm^2/m.l$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé.

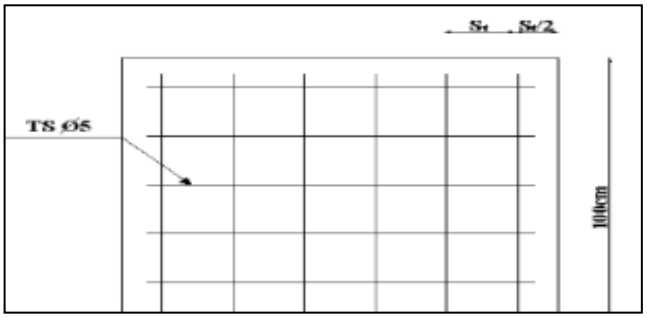


Figure III .12.disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.4.3- Dimensionnement des poutrelles :

$$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12\ cm \quad \textbf{……(III.13)}$$

B_0: Largeur de la poutrelle.

L et L_0 sont les dimensions du corps creux.

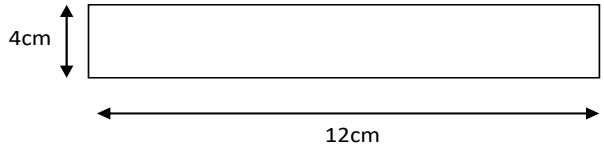


Figure. III.13. Dimensionnement de la poutrelle

III.4.3.1. avant coulage :

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

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

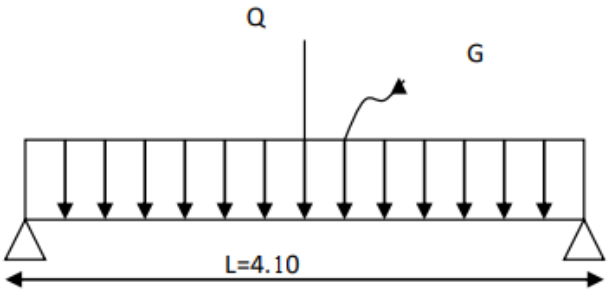


Figure. III.14. Poutrelle avant coulage

❖ Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III .24.les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4,10	2,05	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 =0,12	0.65*1 = 0.65
		0,77	

➢ Calcul des moments :

M_u=1,35G+1,5Q

MG=GL²/8=0,77 × (4,10)²/8=1,617KN.m **……(III.14)**

MQ=QL²/8=2,05 × (4,10)²/8=4,307KN.m **……(III.15)**

Donc

M_u=1,35(1,617) + 1,5(4,307) **……(III.16)**

M_u=8,64KN.m

$\mu=\frac{M_u}{\bar{\sigma}_{b*b*d^2}}=5,63> \mu_l=0,392$ **……(III.17)**

Donc : A'≠0

- **Vérification de la flèche :**

G = poids du plancher (16+4)=2,8*0,65=1,82

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$f=\frac{2,05*p*L^4}{384*E*I}=2,51*10^{-4}$

$\bar{f}=\frac{L}{1000}+0,5$ pour L>5m

$\bar{f}=\frac{L}{500}$ pour L<5m

Tableau III.25.Détermination le nombre des étaiements

nombre des étaiements	L (m)	Q (KN)	G (KN.m)	E (MPa)	I (m)	F (m)	$\bar{f}$ (m)	vérification
1	4,1	0,65	1,82	32164.2	$64*10^{-2}$	$2,51*10^{-4}$	0,82	oui

III.4.3.2. après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Tableau III.26. Donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.

	G kN/m²	Q kN/m²	p_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,4*0,65=4,16	1*0,65=0,65	6,59	4,81
Plancher courant	5,96*0,65=3,87	1,5*0,65=0,98	6,69	4,85

Notre structure comporte (04) types des poutrelles :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

- **Méthodes de calcul :**

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III.27.méthode CAQUOT

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$Mt=Mo - \frac{Mw+Me}{2}$	
Moment à l'appui Mw	Appuis de rives	0.2M0
	Appuis intermédiaires	$\frac{q * l'w^3 + q * l'e^3}{8{,}5(l'w + l'e)}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8 l
Effort tranchant T	Tw	(ql/2) + (Mw − Me/l)
	Te	-(ql/2) + (Mw − Me/l)

Avec :

- Mo : moment isostatique ;
- Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;
- qw: Charge répartie à gauche de l'appui considéré ;
- qe: Charge répartie à droite de l'appui considérée ;
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche ;
- l'e : longueurs de travées fictives à droite ;
- l : représente la portée de la travée libre ;
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré ;
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.4.3.3. Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

- **1er Type :** Poutrelles à 2 travées

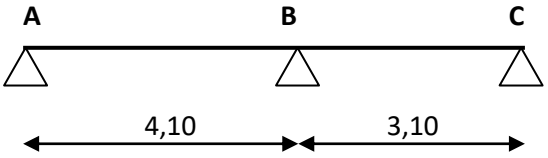


Figure III. 15 . Poutrelle à deux travées.

a) Plancher terrasse :

Tableau.III.28. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,59	4,10	4,10	13,84	2,76	**10, 62**	7,15	11,59	**-15,42**
B-C	6,59	3,10	3,10	7,91	10,62	2,76	1,22	12,74	-7,67

Tableau.III.29. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	Pser	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,81	4,10	4,10	10,10	2,02	**7,75**	5,21	8,46	-11,25
B-C	4,81	3,10	3,10	5,77	7,75	2,02	0,88	9,30	-5,60

b) Plancher étage courant :

Tableau.III.30. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,69	4,10	4,10	14,05	2,81	**10,79**	7,25	11,76	**-15,66**
B-C	6,69	3,10	3,10	8,03	10,79	2,81	1,23	12,94	-7,79

Tableau.III.31. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,85	4,10	4,10	10,19	2,04	**7,82**	5,26	8,53	-11,35
B-C	4,85	3,10	3,10	5,82	7,82	2,04	0,89	9,38	-5,65

- **2^{eme} Types : poutrelles à 3 travées :**

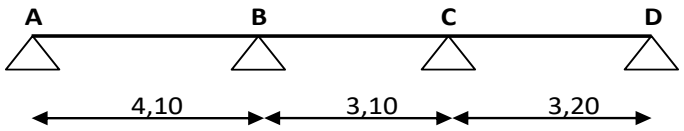


Figure III. 16. Poutrelle à 3 travées.

a) Plancher terrasse :

Tableau.III.32. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,59	4,10	4,10	13,84	2,76	9,91	**7,50**	11,76	-15,25
B-C	6,59	3,10	2,48	7,91	9,91	6,55	-0,32	11,29	-9,13
C-D	6,59	3,20	3,20	8,43	6,55	1,68	4,31	12,06	-9,02

Tableau.III.33. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,81	4,10	4,10	10,10	2,02	7,23	**5,47**	8,58	-11,13
B-C	4,81	3,10	2,48	5,77	7,23	4,78	-0,23	8,24	-6,66
C-D	4,81	3,20	3,20	6,15	4,78	1,23	3,14	8,80	-6,58

b) Plancher étage courant :

Tableau.III.34. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,69	4,10	4,10	14,05	2,81	10,06	**7,61**	11,94	-15,48
B-C	6,69	3,10	2,48	8,03	10,06	6,65	-0,32	11,46	-9,26
C-D	6,69	3,20	3,20	8,56	6,65	1,71	4,38	12,24	-9,16

Tableau.III.35. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,85	4,10	4,10	10,19	2,04	7,29	**5,52**	8,66	-11,22
B-C	4,85	3,10	2,48	5,82	7,29	4,82	-0,23	8,31	-6,72
C-D	4,85	3,20	3,20	6,20	4,82	1,24	3,17	8,87	-6,64

- **3^{eme} Types : poutrelles à 4 travées :**

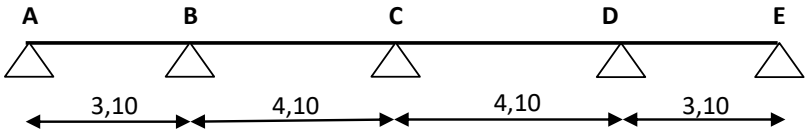


Figure III. 17. Poutrelle à 4 travées.

a) Plancher terrasse :

Tableau.III.36. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées de la terrasse à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,59	3,10	3,10	7,91	1,58	7,90	3,17	8,17	-12,25
B-C	6,59	4,10	3,28	13,84	7,90	8,34	5,72	13,40	-13,61
C-D	6,59	4,10	3,28	13,84	8,34	7,90	5,72	13,61	-13,40
D-E	6,59	3,10	3,10	7,91	7,90	1,58	3,17	12,25	-8,17

Tableau.III.37. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,81	3,10	3,10	5,77	1,15	5,77	2,31	5,96	-8,94
B-C	4,81	4,10	3,28	10,10	5,77	6,08	4,17	9,78	-9,93
C-D	4,81	4,10	3,28	10,10	6,08	5,77	4,17	9,93	-9,78
D-E	4,81	3,10	3,10	5,77	5,77	1,15	2,31	8,94	-5,96

b) Plancher étage courant :

Tableau.III.38. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées de l'étage courant à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,69	3,10	3,10	8,03	1,60	8,02	3,22	8,29	-12,44
B-C	6,69	4,10	3,28	14,05	8,02	8,46	5,81	13,60	-13,82
C-D	6,69	4,10	3,28	14,05	8,46	8,02	5,81	13,82	-13,60
D-E	6,69	3,10	3,10	8,03	8,02	1,60	3,22	12,44	-8,29

Tableau.III.39. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,85	3,10	3,10	5,82	1,16	5,82	2,33	6,01	-9,02
B-C	4,85	4,10	3,28	10,19	5,82	6,13	4,21	9,86	-10,01
C-D	4,85	4,10	3,28	10,19	6,13	5,82	4,21	10,01	-9,86
D-E	4,85	3,10	3,10	5,82	5,82	1,16	2,33	9,02	-6,01

- **4^{eme} Types : poutrelles à 6 travées :**

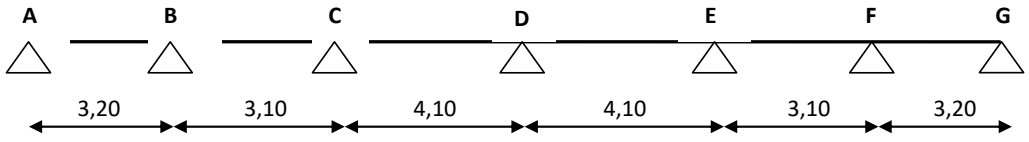


Figure III. 18. Poutrelle à 6 travées.

a) Plancher terrasse :

Tableau.III.40. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,59	3,20	3,20	8,43	1,68	6,55	4,31	9,02	-12,06
B-C	6,59	3,10	2,48	7,91	6,55	6,80	1,23	10,13	-10,29
C-D	6,59	4,10	3,28	13,84	6,80	8,34	6,27	13,13	-13,13
D-E	6,59	4,10	3,28	13,84	8,34	6,80	6,27	**13,88**	-13,13
E-F	6,59	3,10	2,48	7,91	6,80	6,55	1,23	10,29	-10,13
F-G	6,59	3,20	3,20	8,43	6,55	1,68	4,31	12,06	-9,02

Tableau.III.41. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,81	3,20	3,20	6,15	1,23	4,78	3,14	6,58	-8,80
B-C	4,81	3,10	2,48	5,77	4,78	4,96	0,9	7,39	-7,51
C-D	4,81	4,10	3,28	10,10	4,96	6,08	4,58	9,58	-10,13
D-E	4,81	4,10	3,28	10,10	6,08	4,96	4,58	10,13	-9,58
E-F	4,81	3,10	2,48	5,77	4,96	4,78	0,9	7,51	-7,39
F-G	4,81	3,20	3,20	6,15	4,78	1,23	3,14	8,80	-6,58

b) Plancher étage courant :

Tableau.III.42. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELU

Travées	Pu	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	6,69	3,20	3,20	8,56	1,71	6,65	4,38	9,16	-12,24
B-C	6,69	3,10	2,48	8,03	6,65	6,90	1,25	10,28	-10,45
C-D	6,69	4,10	3,28	14,05	6,90	8,46	6,37	13,33	-14,09
D-E	6,69	4,10	3,28	14,05	8,46	6,90	6,37	**14,09**	-13,33
E-F	6,69	3,10	2,48	8,03	6,90	6,65	1,25	10,45	-10,28
F-G	6,69	3,20	3,20	8,56	6,65	1,71	4,38	12,24	-9,16

Tableau.III.43. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	P_{ser}	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
A-B	4,85	3,20	3,20	6,20	1,24	4,82	3,17	6,64	-8,87
B-C	4,85	3,10	2,48	5,82	4,82	5,00	0,91	7,45	-7,57
C-D	4,85	4,10	3,28	10,19	5,00	6,13	4,62	9,66	-10,21
D-E	4,85	4,10	3,28	10,19	6,13	5,00	4,62	10,21	-9,66
E-F	4,85	3,10	2,48	5,82	5,00	4,82	0,91	7,57	-7,45
F-G	4,85	3,20	3,20	6,20	4,82	1,24	3,17	8,87	-6,64

Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.44. Récapitulations des efforts

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant Max
	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	
Terrasse	10,62	7,75	7,50	5,47	-15,42
Etage courant	10,79	7,82	7,61	5,52	-15,66
Référence	Poutrelle à 2 travées		Poutrelle à 3 travées		Poutrelle à 2 travées

III.4.3.4. Ferraillage des poutrelles :

➢ **À l'ELU**

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Dans cette étapes en fait le calcul de ferraillage pour chaque types en suite les résultats seront généralisés sur tous les poutrelles pour les étages courants.

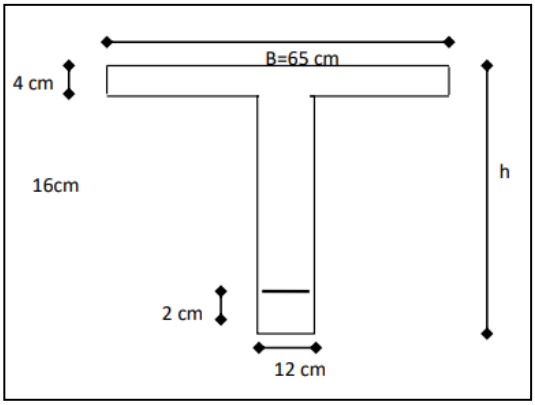


Figure.19. Schéma statique des poutrelles

Tableau III.45. Les données

données	f_{c28}= 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc}= 14,2 MPa	d=18cm
	f_{t28}= 2.1 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa	h_0=4cm
	f_e=400Mpa	B=65cm	b_0=12cm	h=20cm

- **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table: $M_0=\sigma_{bc}.\ h_0.b(d-\frac{h_0}{2})$ **……(III.18)**

$M_0=14{,}2.\ 4.\ 65(18-\frac{4}{2})$ =59.07 KN.m

M_t=7,61KN.m

$M_0 > M_t$, D'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

Tableau III.46. Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

	M (KN.m)	μ	α	β	A (cm²)	A (choisi) (cm²)	A min (cm²)
en travées	7,61	0,025	0,03165	0,9875	1,23	2HA12=2,26	1,30
Aux appuis	10,79	0,036	0,0458	0,982	1,75	2HA12=2,26	0,24

- **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

En travées :

A = 2,26 cm² > Amin = $\frac{B}{1000}$ =$\frac{20*65}{1000}$= 1.30 cm². **(CV)**

Donc, on adopte la section suivante : A =2.26 cm².

Aux appuis :

A = 2,26 cm² > Amin = $\frac{B}{1000}$ =$\frac{20*12}{1000}$= 0,24 cm². **(CV)**

Donc, on adopte la section suivante : A =2.26 cm².

- **Calcul des Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

On a : Øt ≤ Min = [h/35 ; Ø1 ; b₀/10] =Min [5,71 ; 12 ; 12]

Donc Øt=6mm

a_t=$\frac{\pi*\emptyset t^2}{4}$= 28,27mm²

a_t : Section d'une barre transversale.

nt : le nombre de barre.

nt=2

At=at×nt=0,56cm²

At= 2HA6

- **Espacement St:**

  On a : St≤ Min [0,9d ; 40cm]= Min [16,2cm ; 40cm]

  Donc St=15cm

  On adopte un espacement 15cm.

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

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

  Vu max=15,66 kN (Effort tranchant max)

  t_u=$\frac{v_u}{b_0*d}$=0,725MPa

  La fissuration est peu nuisible ;

  $\overline{t_u}$=Min [$\frac{0,2*f_{c28}}{\gamma_b}$ =3,33 ; 5MPa]=3,33MPa **(CV)**

- **Au voisinage de l'appui :**

  Appui de rive :

  Vérification de la compression du béton :

  $\sigma_b=\frac{2v_u}{b_0 a} \leq 0,8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

  $V_u \leq 0,4*a*b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

  a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] ⇒a=16.2 cm

  V_u = 37,66 KN ≤ 129,6KN. **(CV)**

  Appui intermédiaire:

  M_u > 0,9*V_u*d ⇒M_u=10,79KN.m > 6,10 KN.m **(CV)**

- **Section d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0{,}4\text{MPa} = \frac{56*400}{120*150} = 1{,}24\ \text{MPa} \geq 0{,}4\text{MPa}$ **(CV)**

$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{t_u - 0{,}3Kf_{t28}}{0{,}9.f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 * S_t} = 0{,}003 > 0{,}001$ **(CV)**

Avec:

k =1 pour la flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° pour les armatures transversales.

- **Vérification à L'ELS:**

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

Tableau III.47. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (kN. m)	A (cm²)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	5,52	2,26	8145,78	3,17	2,14	15	oui
En appuis	7,82	2,26	8145,78	3,17	3,04	15	oui

- **Vérification de la flèche:**

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

$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{20}{410} = 0{,}048 \geq \frac{5{,}52}{15*10{,}19} = 0{,}036$ **(CV)**

$\frac{A}{b*d} < \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}0010 \leq \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009$ **(CV)**

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

III.4.4.DALLE MACHINE :

III.4.4.1. Introduction

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

Elle est composée de :

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

III.4.4.2. Pré dimensionnement

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

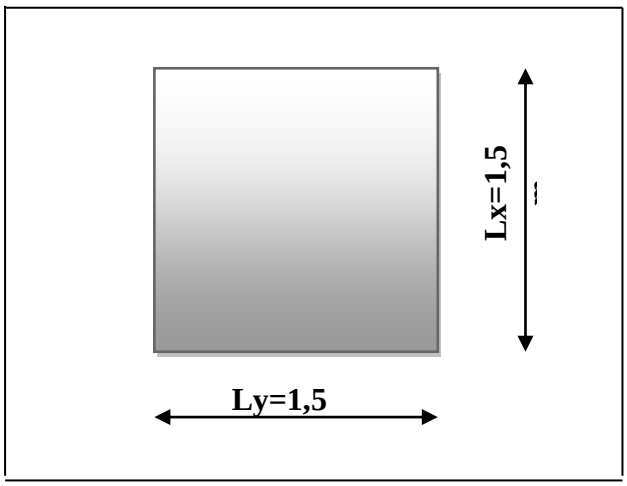


Figure III.20. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3 \leq e \leq 3{,}75 \quad \textbf{……(III.19)}$$

- Condition de l'E.N.A :

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : $e \geq 25$ cm. On prend : e=25cm

III.4.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

III.4.4.3.1. Charges permanentes G :

Tableau III.48. Charges permanentes

N	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
	TOTAL			6.61

III.4.4.3.2. Poids de la machine supportée

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

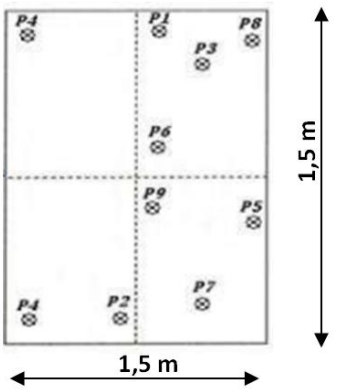


Figure III.21. Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III.49. Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$q=\frac{\sum Pi}{S}$ = 7688,88 kg / m² = 76,88 KN/m² **……(III.20)**

G_{tot}=6.61 +76,88 = 83,49 KN/m²

III.4.4.3.3. La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5KN/m².

Tableau III.50. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
83,49	5	120,21	88,49

III.4.4.4. calcul des sollicitations

On a: $\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1,5}{1,5}=1$ **……(III.21)**

Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

- **Méthode de calcul :**

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré ;
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures ;

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

- . **Hypothèses :**
  - La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation ;
  - Les lignes de rupture sont des lignes droites.

- **Principe de calcul**

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext=q*s*f_{cdg}} \quad \text{.....(III.22)}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- f_{cdg} : flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int=M*L*\theta} \quad \text{.....(III.23)}$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

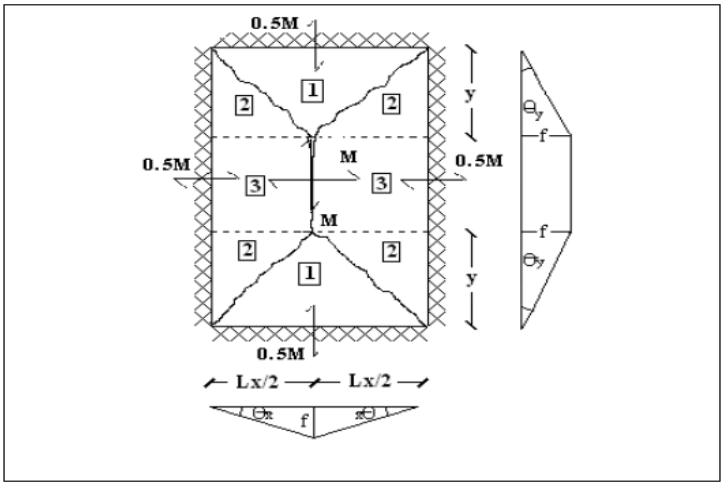


Figure III.22. Les lignes de rupture

- Travail externe :

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

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

$T^{2}_{ext}= q.S_2 \frac{f}{3} = q.f\ (\frac{1}{12} L_x\ .y)$

$T^{3}_{ext}= q.S_3 \frac{f}{2} = q.f\ (\frac{1}{4} L_x\ .L_y - \frac{1}{2} L_x.y\ )$

$T_{ext}= q.f\ (\frac{1}{2} L_x\ .L_y - \frac{1}{3} L_x.y\ )$

-Travail interne :

$T_{int}=2T^{1}_{int}+2\ T^{2\prime}_{int}$

Avec :

$T^{2\prime}_{int}=T^{2}_{int}\ +\ T^{3}_{int}$

$T^{1}_{int}=0.5M.\ L_x.\ \theta_y+M.\ L_x.\ \theta_y$

$T^{1}_{int}=1.5M.\ L_x.\frac{f}{y}$

$T^{2\prime}_{int}=0.5M.\ L_y.\ \theta_x+M.\ L_y.\ \theta_x$

$T^{2\prime}_{int}=1.5M\ .\frac{L_y}{L_x}.f$

T_{int}=3M($\frac{L_x}{y}$ + 2 $\frac{L_y}{L_x}$) f

- Principe du travail virtuel :

T_{ext}=T_{int}

q=3M$\frac{(\frac{1,5}{y}+2)}{1,125-0,5y}$ **……(III.24)**

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

$\frac{dq}{dy}$=0 2.25y²+ 2y+1,68=0 $\Rightarrow$ y =0,527 m

On remplace " y " on trouve: M=0,059q

M_t=M=0.059q_u =0.059*(120,21)=7,1KN.m

M_a=0.5M=0.5*7.1=3.55KN.m

- **Calcul du ferraillage:**

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

Tableau III.51. Les données de la dalle machine.

données	f_{c28}= 25 MPa	σ_{bc}= 14,2 MPa
	f_{t28}= 2.1 MPa	σ_s = 348 MPa
	f_e=400Mpa	h=25cm
	C=2cm	d=22,5cm
	C'=2cm	b=100cm

Tableau III.52. Calcul des sections d'acier de la dalle

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A (choisi) (cm^2)	A min (cm^2)
en travées	7,1	0,010	0,995	0,911	4HA10=3,14	2,5
Aux appuis	3.55	0,004	0,998	0,454	4HA10=3,14	2,5

-Condition d'espacement:

S_t=Min [2h=50cm, 22cm]=22cm

On prend: S = 25 cm

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$t_u=\frac{v_u}{b_0*d}\leq\bar{t_u}=\frac{0,07*f_{c28}}{\gamma_b}$

v_u=45,07KN

t_u=0,200MPa ≤ $\bar{t_u}$=1,16MPa **(CV)**

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

- **Vérification à L'E.L.S :**

Béton : $\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}y\leq\bar{\sigma_{bc}}=0,6f_{c28}$=15MPa

Acier: La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.53. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (kN. m)	A (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b\leq\bar{\sigma}_b$
En travée	5,22	3,14	18242,07	4,15	1,18	15	oui
En appuis	2,61	3,14	18242,07	4,15	0,60	15	oui

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{25}{150} = 0{,}166 \geq \frac{5{,}22}{20*7{,}1} = 0{,}036$ **(CV)**

$\frac{A}{b*d} = 0{,}0013 \leq \frac{2}{fe} = 0{,}005$ **(CV)**

Donc la vérification de la flèche n'a pas nécessaire.

- **Vérification du poinçonnement :**

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \textbf{.....(III.25)}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement.

Q_u=84 KN ; γ_b=1,5 ; f_{cj}=25MPa ; h=25cm

U_c= 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

U_c = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

U_c = 4h = 100 cm

Q_u=84KN<$0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$=1875KN **(CV)**

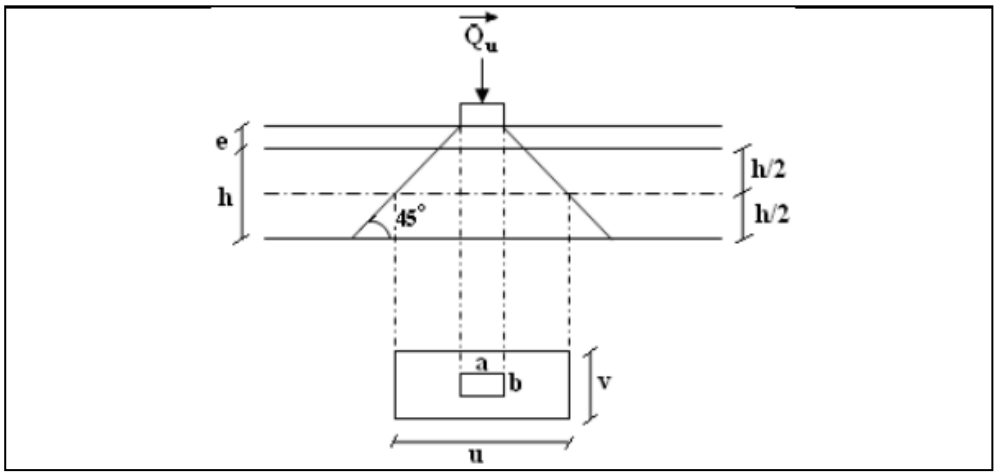


Figure III.23. La vérification de non poinçonnement

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. 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 d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1.Centre de masse :

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

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \; ; \; Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \quad \text{.....(IV.1)}$$

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.2.2. Centre de torsion :

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

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_T = \frac{\sum Iyi * Xi}{\sum Iyi} \; ; \; Y_T = \frac{\sum Ixi * Yi}{\sum Ixi} \quad \text{.....(IV.2)}$$

Avec :

I_X et I_Y : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

Xi et Yi : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_T; Y_T: Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{b^3h}{12}$ .....(IV.3)
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L*e^3}{12}$; $I_Y = \frac{L^3e}{12}$ .....(IV.4)
- Les Voiles avec ouverture : $I_e = \frac{a_n}{\frac{60}{11}\left(\frac{2mc}{I1+I2}\right)\frac{A0(\alpha.\varepsilon)}{\alpha^2}+1}$ .....(IV.5)

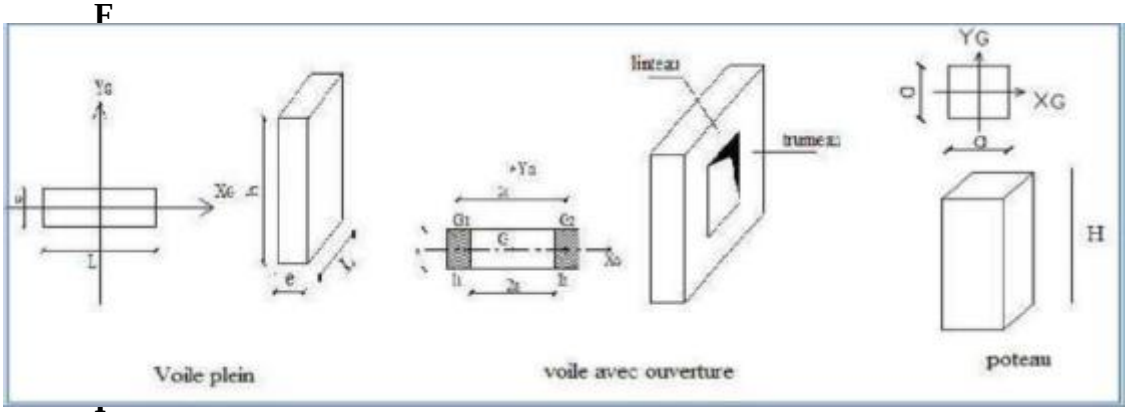


Figure IV.1. Dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.1. Calcule de centre de masse

Etage	$\sum W_i$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
6ème	6138,01	62335,11	63154,60	10,15	10,28
5ème	5919,97	59777,67	60563,01	10,09	10,23
4ème	6095,60	61837,83	62650,68	10,14	10,27
3ème	5798,85	58356,88	59123,24	10,06	10,19
2ème	5502,09	54875,83	55595,80	9,97	10,10
1er	5387,02	53526,17	54228,01	9,93	10,06
RDC	4999,42	48979,52	49620,75	9,79	9,92

Tableau IV.2. Calcule de centre de torsion

Etage	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{yi}.X_i$	$\sum I_{xi}.y_i$	X_T	Y_T
6ème	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
5ème	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
4ème	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
3ème	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
2ème	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
1er	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88
RDC	0,06399	0,06399	0,75060	0,76062	11,73	11,88

IV.2. 3. 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.

- **Dimensions du bâtiment:**

- Longueur du bâtiment = 21,20 m
- Largeur du bâtiment = 21.00 m
- Hauteur de RDC =3.23m
- Hauteur d'étage =3.23 m

IV.2. 3.1. Excentricité théorique (statique):

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

$e_x = | X_T - X_G |$ $e_y = | Y_T - Y_G |$ **……(IV.6)**

Tableau IV.3. Calcule d'excentricité

Etage	X_G	X_T	E_x Théo (m)	Y_G	Y_T	E_y Théo (m)
6ème	10,15	11,73	1,58	10,28	11,88	1,6
5ème	10,09	11,73	1,64	10,23	11,88	1,64
4ème	10,14	11,73	1,59	10,27	11,88	1,61
3ème	10,06	11,73	1,67	10,19	11,88	1,69
2ème	9,97	11,73	1,76	10,10	11,88	1,78
1er	9,93	11,73	1,8	10,06	11,88	1,82
RDC	9,79	11,73	1,94	9,92	11,88	1,96

IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05 L_x \\ E_{Y=} 0{,}05\ L_y \end{cases}$$

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

Tableau IV. 4. Calcule d'excentricité

Etage	L_x (m)	L_y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
6ème	20,8	20,6	1,04	1,03
5ème	20,8	20,6	1,04	1,03
4ème	20,8	20,6	1,04	1,03
3ème	20,8	20,6	1,04	1,03
2ème	20,8	20,6	1,04	1,03
1er	20,8	20,6	1,04	1,03
RDC	20,8	20,6	1,04	1,03

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant X : $E_{adm} = 15\ \%.L_x = 3,12$ **……(IV.7)**

Excentricité suivant Y : $E_{adm} = 15\ \%.L_y = 3,09$ **……(IV.8)**

Tableau. IV.5. Excentricité suivant les deux directions

Etage	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	Ex Théo+Ex	E_{adm}	$Ex \leq E_{adm}$	Ey Théo+Ey	E_{adm}	$Ey \leq E_{adm}$
6ème	2,62	3,12	oui	2,63	3,09	oui
5ème	2,68	3,12	oui	2,67	3,09	oui
4ème	2,63	3,12	oui	2,64	3,09	oui
3ème	2,71	3,12	oui	2,72	3,09	oui
2ème	2,8	3,12	oui	2,81	3,09	oui
1er	2,84	3,12	oui	2,85	3,09	oui
RDC	2,98	3,12	oui	2,99	3,09	oui

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (forte sismicité) selon la règle parasismique algérienne (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 8 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 22,61 m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 Version 2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

IV.3.3. Les hypothèses de conception des voiles

- ✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- ✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- ✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.4. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule **"SAP2000.v20.2.0"** on a choisi une variante (Figure IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

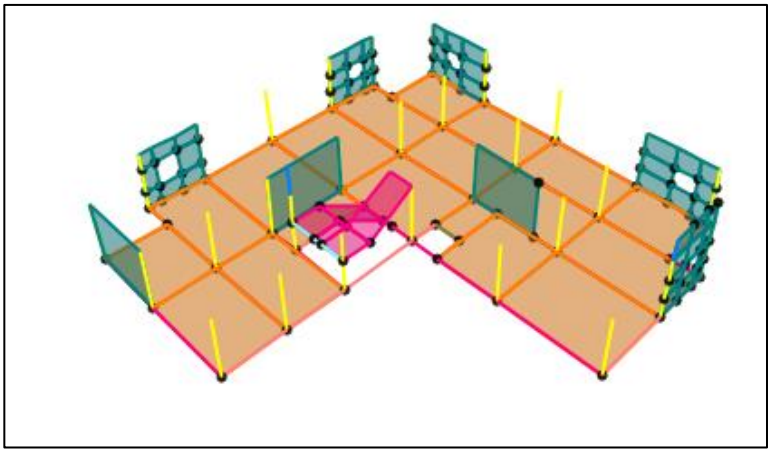


Figure. IV.2. Disposition des voiles (vue en plan).

IV.4 Calcul dynamique du bâtiment:

IV.4.1. 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 étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2]. Pour notre structure, la hauteur (H = 22,61 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.v20.2.0 ».**

IV.4.2. La Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode :

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

b) Modélisation:

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

c) Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}\begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour: } T > 3sec \end{cases} \quad \textbf{……(IV.9)}$$

1/ Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »)

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

(Zone III, groupe d'usage 2) A=0,25

2/ Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad ; \quad \xi = 7 \quad ; \eta=0{,}882$$

3/Coefficient de comportement R :

D'après le RPA les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessus représente la répartition des charges entre les voiles à la base pour les charges verticales et horizontales donnent par :

Tableau IV.6. Les charges reprises par les voiles

Niveau	Poids (KN)	Voile (KN)	Voile (%)
RDC	14779,8	8217,56	55,6

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement

R = 3.5.

4/ 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 :

$$Q=1+\sum_1^6 Pq$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q de la structure

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	observé	**Valeur**	**observé**	**Valeur**
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x=1+0,1=1,1

Q_y=1+0,1=1,1

5/périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\text{site3}\begin{cases} T_1 = 0{,}15\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{cases}$$

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes Vérification de participation massique

- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.5.1. Vérification de comportement modal :

Tableau. IV.8. Le comportement des trois premiers modes.

Modes	**1**	**2**	**3**
période (s)	0,594	0,505	0,421
Participation massique suivant X	64,73%	0,15%	3,29
Participation massique suivant Y	0,01%	65,69%	2,27%
Participation massique suivant Z	3,51%	1,96%	61,41%
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

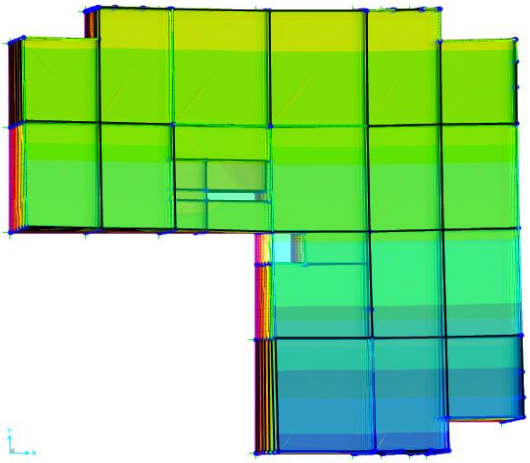
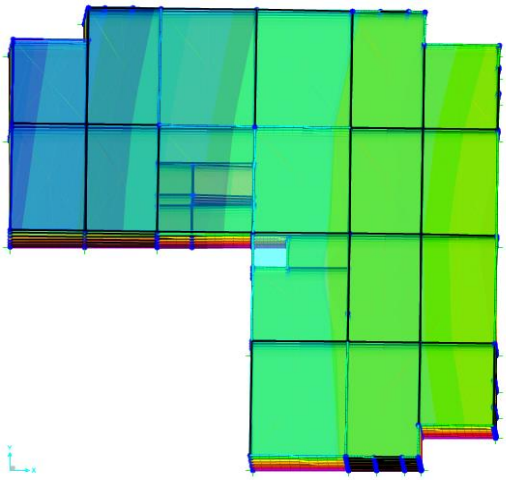
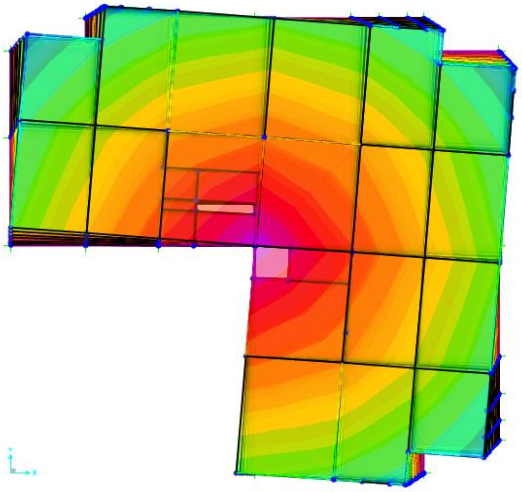
Les modes	Les figures
a) Mode1 (translation suivant X)	
b) Mode2 (translation suivant Y)	
c) Mode3 (rotation auteur de Z)	

Figure. IV.3. Le comportement des trois premiers modes

IV.5.2. Vérification de participation massique:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.9. Participation des masses modale

Mode	Période	Cumule des masses modales effectives %		
		Sens x(%)	Sens y(%)	Sens z(%)
1	0,594648	64,53%	0,01%	3,51%
2	0,505314	64,69%	65,69%	5,48%
3	0,421286	67,97%	67,96%	66,89%
4	0,144856	86,34%	68,03%	67,81%
5	0,124234	86,56%	86,75%	68,25%
6	0,097399	87,38%	87,37%	86,91%
7	0,08778	87,38%	87,37%	86,91%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
15	0,065916	**93,40%**	87,41%	87,26%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
20	0,056199	93,77%	**93,81%**	87,43%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
50	0,042814	94,44%	94,20%	**91,64%**

- **Commentaire :**
  - La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au 15 ème mode suivant l'axe (X).
  - La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au20 ème mode suivant l'axe (Y).
  - La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au 50 ème mode suivant l'axe (Z).

- Le temps des modes totales = 4,30s.

IV.5.3. Analyse statique et dynamique :

IV.5.3.1. Stabilité de la structure

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

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

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

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule suivante :

$$V_x = \frac{A \times Q_x \times D_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times Q_Y \times D_Y}{R} W \quad \textbf{.....(IV.10)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

(Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D \begin{cases} 2{,}5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour: } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{pour: } T > 3sec \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ T_2 = 0,50sec

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad ; \quad \xi = 7 \quad ; \eta=0,882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T=\frac{0,09\,hn}{\sqrt{L}} \qquad T_X = \frac{0,09\times 22,61}{\sqrt{21,20}} = 0,441 \qquad , \quad T_Y = \frac{0,09\times 22,61}{\sqrt{21}} = 0,444$$

$$\Rightarrow D_X = 2,205 \qquad , \qquad D_Y = 2,205$$

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

Q : Facteur de qualité. Q_x=Q_y=1,1

W : Poids total de la structure. $W=\sum_{i=1}^{n} W_i$ W = 26350,125 KN

On représente les résultats dans le tableau VI.10 :

Tableau. IV.10. Les valeurs de la force sismique.

A	**D_X**	**D_Y**	**Q_x**	**Q_y**	**R**	**W**	**V_x**	**V_Y**
0,25	2,205	2,205	1,1	1,1	3,5	26350,125	4565,159	4565,159

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale que nous les avons calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

V_{tx}= 3659,86 KN , V_{ty} = 3652,214 KN

Tableau. IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(KN)	$\mathbf{V_t}$**(KN)**	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	4565,159	3659,86	0,801	CV
Sens Y	4565,159	3652,214	0,800	CV

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \quad \textbf{.....(IV.11)}$$

Tableau. IV.12.Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$MR = \Sigma M_{ri} = \Sigma hi .Fi$		$MS = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi} .Wi$	
M_{rx}(kN. m)	58701,513	M_{ry}(KN. m)	58826,9846
M_{sx} (kN. m)	315220,3291	M_{sy} (kN. m)	318777,48
M_{sx}/M_{rx}	**5,36 > 1,5**	M_{sy}/M_{ry}	**5,41 > 1,5**

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

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

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

$$\delta_K = R.\ \delta_{ek} \quad \textbf{.....(IV.12)}$$

Avec :

δ_K: Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$ (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \textbf{.....(IV.13)}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV. 13. Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	**He(m)**	**δx (cm)**	**R.δx (cm)**	**Δx (cm)**	**0,01.h_e(cm)**	**Vérification**
22,61	3,23	2,156	7,549	1,328	3,23	oui
19,38	3,23	1,777	6,221	1,364	3,23	oui
16,15	3,23	1,387	4,857	1,346	3,23	oui
12,92	3,23	1,003	3,511	1,266	3,23	oui
9,69	3,23	0,641	2,245	1,083	3,23	oui
6,46	3,23	0,332	1,162	0,787	3,23	oui
3,23	3,23	0,107	0,375	0,787	3,23	oui

Tableau IV. 14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	He(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	Δy (cm)	$0,01.h_e$(cm)	Vérification
22,61	3,23	2,436	8,528	1,518	3,23	oui
19,38	3,23	2,002	7,010	1,54	3,23	oui
16,15	3,23	1,562	5,470	1,514	3,23	oui
12,92	3,23	1,130	3,956	1,426	3,23	oui
9,69	3,23	0,722	2,530	1,083	3,23	oui
6,46	3,23	0,373	1,307	1,223	3,23	oui
3,23	3,23	0,119	0,416	0,891	3,23	oui

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

e) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : RPA2003 « Art 5.9 »

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

$$\theta=\frac{P_k.\Delta_k}{v_k.h_k} \leq 0,10 \qquad \textbf{.....(IV.14)}$$

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

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

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

- Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 15. Vérification l'effet P-Δ

Niveau (m)	$\mathbf{P_k}$ **(kN)**	Δ_{kx} **(cm)**	Δ_{ky} **(cm)**	$\mathbf{v_{kx}}$ **(kN)**	$\mathbf{v_{ky}}$ **(kN)**	$\mathbf{h_k}$ **(cm)**	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0,1$
22,61	3045,71	1,328	1,518	875,739	873,909	323	0,014	0,016	oui
19,38	3169,61	1,364	1,54	781,169	779,537	323	0,017	0,019	oui
16,15	3228,17	1,346	1,514	663,002	661,617	323	0,020	0,022	oui
12,92	3256,72	1,266	1,426	535,092	533,974	323	0,023	0,026	oui
9,69	3256,72	1,083	1,083	401,319	400,481	323	0,027	0,027	oui
6,46	3270,06	0,787	1,223	268,642	268,0811	323	0,029	0,046	oui
3,23	3283,99	0,787	0,891	134,893	134,611	323	0,059	0,067	oui

IV.5.3.2. Résistance des éléments :

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

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

$\bar{\tau}$ =Min [0,20 $\times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}$ =Min [0,15 $\times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] Fissuration préjudiciable.

Tableau. IV.16.Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	**Section (cm²)**	**V_u (kN)**	**Combinaison**	**Type de fissuration**	**τ**	**$\bar{\tau}$**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Poutres principales	30×45	226,881	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	1,779	4,35	oui
Poutres secondaires	30×35	65,527	G+Q+Edx	Fissuration préjudiciable	0,672	3,26	oui
P palier	30×30	59,962	G+Q+Edy	Fissuration peu nuisible	0,727	4,35	oui
Longrines	30×30	15,952	1.35 G+1,5 Q	Fissuration peu nuisible	0,193	3,33	oui

- **Commentaire :**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

➢ Les voiles :

Concernant les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. La contrainte de cisaillement est égale :

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

Avec :

V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau}$ = 0,2. f_{c28}

Tableau IV.17. Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe X

Type de voile	B (cm)	L (m)	|**Vu**| (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	3,10	823,38	G+Q+Edx	2,066	5	oui

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe Y

Type de voile	B (cm)	L (m)	|**Vu**| (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	3.80	347,96	G+Q+Edy	0,712	5	oui

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »)

On doit vérifier que :

$$v=\frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0,3 \quad \textbf{.....(IV.15)}$$

N_d: Effort normal réduit B_c : Section brute du béton

- **Remarque**

Les sections des poteaux choisies dans la phase de pré dimensionnement ne sont pas satisfaites d'après la vérification de l'effort normal réduit. On a décidé d'augmenter les sections est refaire les vérifications comme suit :

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés

Section (cm^2)	N_d (KN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	f_{c28}(MPa)	v	v≤0,3
Poteau 50×50	1721,41	230400	G+Q+Edx	25	0,299	oui
	1724,27	230400	G+Q+Edy	25	0,299	oui
Poteau 40×40	1019,60	144400	G+Q+Edx	25	0,282	oui
	1029,52	144400	G+Q+Edy	25	0,202	oui
Poteau 30×30	333,161	78400	G+Q+Edx	25	0,170	oui
	343,109	78400	G+Q+Edy	25	0,175	oui

IV.5.4. CONCLUSION :

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

Tableau IV.20. Dimensions finales des poutres

Elément	**Section (cm^2)**
Poutre principale	30×45
Poutre secondaire	30×35
Poutre palière	30×30
Longrine	30×30
voile	20

Tableau IV.21. Dimensions finales des poteaux

Niveau	Section (cm^2)
5 ème et 6 ème étage	30×30
2 ème et 3 ème et 4 ème étage	40×40
1 er étage et RDC	50×50

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage est effectué conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant les combinaisons suivantes.

- Combinaisons données par le CBA93 :

ELU : 1.35G + 1.5Q

E.L.S : G + Q.

- Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

G +Q ±E

0.8G±E.

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques

Tableau V.1. Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
f_{c28}= 25 MPa	FeE400	f_{c28}= 25 MPa	FeE400
σ_b= 14,2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_b= 18.48 MPa	σ_s = 400 MPa

V.2. Ferraillage des poutres

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

poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations, le calcul se fait par le logiciel Expert BA2010.

Recommandations du RPA99 version2003 :

❖ **Armatures longitudinales**

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

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

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

La longueur minimale de recouvrement est de50 ϕ en Zone III.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0.003 St .b

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante.

St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres :

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

V.2.1.1.Poutre principale:

a) Calcul de Ferraillage de Poutre principale à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.2. Calcul des sections d'armatures de la poutre principale

Poutre principale		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
b [cm]	H [cm]	N°	M Travée [KN.m]	M Appui [KN.m]	As1 [cm²]	A's2 [cm²]	A's1 [cm²]	As2 [cm²]
30	45	682	G+Q+Edy	-201,76	/	/	0.00	13,4
		647	171 ,77	G+Q+Edy	11,2	0.00	/	/

Tableau. V.3. Sections d'armatures choisies de la poutre principale

Poutre principale			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
b [cm]	H [cm]	Amin [cm²]	As1 [cm²]	A's2 [cm²]	A's1 [cm²]	As2 [cm²]
30	45	6,75	3HA16+ 3ch HA16	3HA16	3HA16	3HA16+ 4ch HA16
			12,06	6,03	6,03	14,07

Section minimale :

Amin =0.5%*b*h (cm²) ……..…….RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu

At min =0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art. B.6.4

b) Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art. A.4.5.3 :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63$ MPa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau .V.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale

Sollicitation à l'ELS (kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M Travée	M Appui	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\bar{\sigma_b}$	$\bar{\sigma_s}$	
	-102,93	Peu nuisible			8,4	199,2	107,3	15	201,63	oui
72,80		6,2	158,6	77,9	Peu nuisible					oui

c) Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art. A.5.1.2.1.1] :

- Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau_u}$=Min $(0.20.f_{cj}/\gamma_b; 5\ MPa)$ **……(V.1)**
- $\begin{cases} \text{Fissuration préjudiciable} \\ \text{Fissuration très Fissuration} \end{cases} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau_u}$= Min $(0.15.f_{cj}/\gamma_b; 4\ MPa)$ **……(V.2)**

Combinaison : G+Q+Edy

Type de fissuration : peu préjudiciable

Tableau. V.5.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Poutre et sollicitation à L'ELU ou L'ACC				**vérification**		
N°	h cm	b cm	T max KN	τ_u MPa	τ_u adm MPa	vérification
682	45	30	283,85	2,22	4,34	oui

d) Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence Fe E400. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

- D'après le RPA99 version2003 :
- $$\begin{cases} St \leq \frac{At}{0.003 \times b} \\ S \leq Min\left(\frac{h}{4} \text{ et } 12\,\emptyset\right) \quad \text{zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{cases} \quad \textbf{.....(V.3)}$$
- D'après le CBA93 :
- $$\begin{cases} \frac{At}{b0\,.St} \geq \frac{\gamma\,(\tau_u - 0{,}3ft28.K)}{0.9fe(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ St \leq Min(0.9d\,;\,40cm) \\ \frac{At*fe}{b\,.St} \geq 0.4\ MPa \end{cases} \quad \textbf{.....(V.4)}$$

Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leurs espacements

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τ_u (MPa)	st (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
30x45	2,22	38,25	1,14	11,25	22,5	1,01	10	15	4Ø8=2.01

e) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ **.....(V.5)**
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$ **.....(V.6)**
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ **.....(V.7)**

Avec : $Mt = K \times M_0$ **.....(V.8)**

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres principales

Elément	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P.P 30*45	0,09	0,0625	oui	0,09	0,08	oui	0,005	0.0105	oui

V.2.1.2.Poutre secondaire :

a) Calcul de Ferraillage de Poutre secondaire à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.8. Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire

Poutre secondaire		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
b [cm]	h [cm]	N°	M Travée [KN.m]	M Appui [KN.m]	As1 [cm²]	A's2 [cm²]	A's1 [cm²]	As2 [cm²]
30	35	511	G+Q+Edx	-117,72	/	/	0,00	10,2
		505	100,81	G+Q+Edx	8,6	0,00	/	/

Tableau. V.9. Sections d'armatures choisies de la poutre secondaire

Poutre secondaire			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
b [cm]	h [cm]	Amin [cm²]	As1 [cm²]	A's2 [cm²]	A's1 [cm²]	As2 [cm²]
30	35	5,25	3HA14+ 3chHA14	3HA16	3HA14	3HA16+ 3chHA16
			9,24	6,03	4,62	12,06

b) Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art. A.4.5.3 :

Tableau .V.10. Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire

Sollicitation à l'ELS (kN. m)		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M Travée	M Appui	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-30,20	Peu nuisible			4,1	88,0	50,3	15	201,63	oui
24,57		3,4	92,1	40,6	Peu nuisible					oui

c) Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Combinaison : G+Q+Edx

Type de fissuration : peu préjudiciable

Tableau. V.11.Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Poutre et sollicitation à L'ELU ou L'ACC				**vérification**		
N°	h cm	b cm	T max KN	τ_u MPa	τ_u adm MPa	vérification
505	35	30	83,58	0,85	4,34	oui

Tableau V.12. Calcul des armatures transversales et leurs espacements

		CBA 93		**RPA 99**			**St adopte (cm)**		
Section	τ_u (MPa)	st (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
30x35	0,85	29,25	0,877	8,75	17,5	1,01	10	15	4Ø8=2.01

d) Vérification de la flèche :

Tableau V.13.Vérification de la flèche des poutres secondaires

Elément	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P.S 30*35	0,112	0,0625	oui	0,112	0,08	oui	0,005	0.0105	oui

V.2.3. Schémas des armatures des poutres

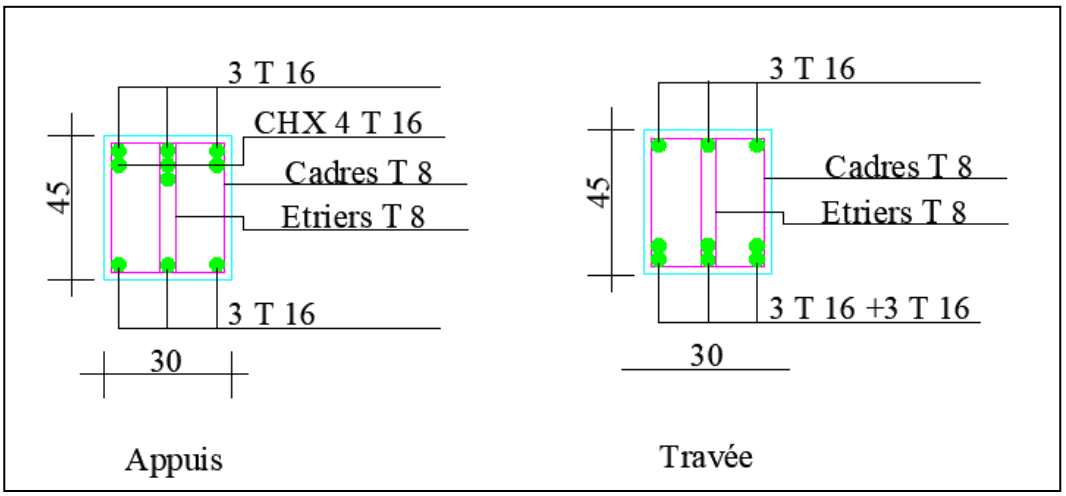


Figure V.1. Dessin de ferraillage des poutres principales.

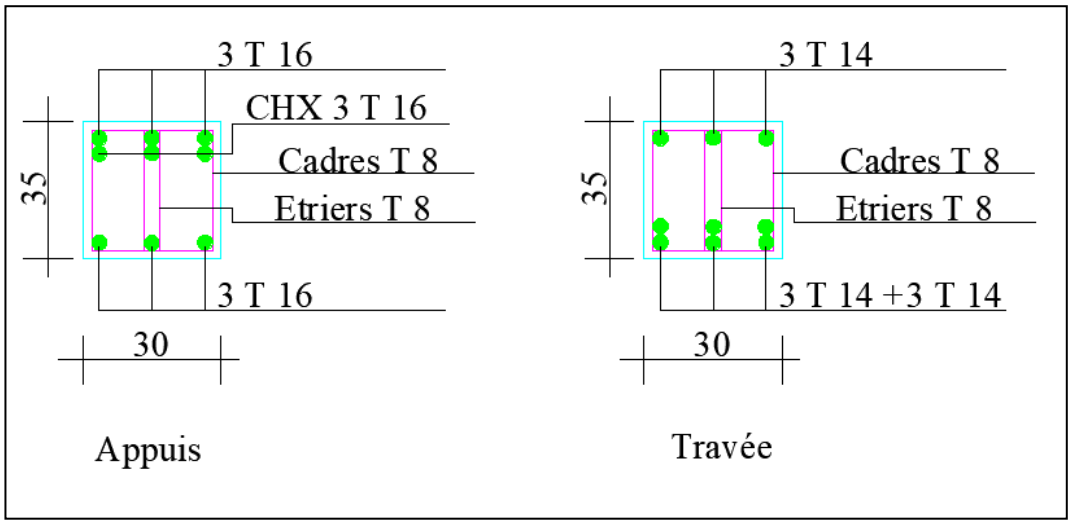


Figure V.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaires

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le CBA93 :

$$Al \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{Al}{B} \leq 0.5\% \qquad (B : \text{ section de béton comprimé}) \end{cases}$$

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

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1] :

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

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

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

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right] \quad \textbf{.....(V.9)}$$

h_e: La hauteur d'étage.

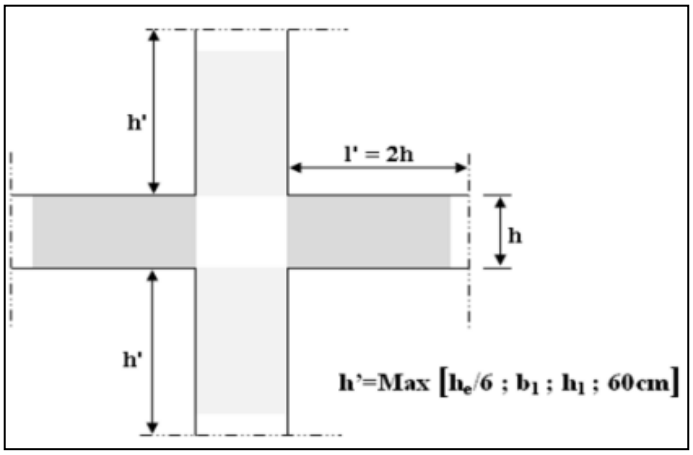


Figure V.3. La zone nodale dans les poteaux

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1) N_{max} et M corr.

2) M_{max} et N Corr.

3) N_{min} et M corr.

Tableau V.14. Ferraillage des poteaux à l'ELU

Niveau	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_x (cm²)	A_y (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
6^{eme} (30*30)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	7,822	18 ,14	7,83	1,9	0,5	8,1	8HA12 =9,05
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	96,32	13,36	-45,36	1,1	2,3	8,1	8HA12 =9,05
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	201,76	-2,39	-1,06	1,5	0,9	8,1	8HA12 =9,05
5^{eme} (30*30)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	48,23	19,57	5,77	2,00	0,4	8,1	8HA12 =9,05
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	219,61	-16,18	-66,79	1,3	3,1	8,1	8HA12 =9,05
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	418,25	-1,85	-0,32	1,5	0,9	8,1	8HA12 =9,05
4^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	124,88	58,88	12,91	2,8	0,4	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	360,85	-26,63	-116,06	1,2	3,1	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	646,14	-4,76	-0,23	2,0	1,2	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
3^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	233,22	54,05	9,53	2,9	0,3	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	496,48	-24,65	-106,45	0,9	2,3	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	898,57	-32,07	-62,45	2,0	1,2	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
2^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	346,10	50,48	7,26	2,0	1,2	14,4	4HA14+8 HA12 =15.21
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	622,23	-22,06	-86,80	2,0	1,2	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	1207,53	-25,86	-50,09	2,0	1,2	14,4	4HA14+ 8HA12 =15.21

1^{er} (50*50)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	467,17	80,05	7,44	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	744,04	-28,06	-93,78	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	1539,53	-75,76	-7,75	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13
RDC (50*50)	N_{min}→ M corr.	0,8G+Edy	531,76	29,16	1,19	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13
	M_{max}→ N Corr	G+Q+Edx	850,69	-26,22	-93,25	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13
	N_{max}→ M Corr	1,35G+1,5Q	1847,84	-48,53	-7,31	2,5	1,5	22,5	12HA16= 24.13

V.3.1.3. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

- **Contrainte limite du béton :**

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28}=15MPa \quad \textbf{.....(V.10)}$$

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

- **Contrainte limite d'acier :**

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive)

$$\overline{\sigma_s} = \min(^2/_3 f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})=201,63MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ Combinaison : G+Q

Tableau V.15. Vérification des poteaux à l'E.L.S

Niveau	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_x (cm^2)	A_y (cm^2)	σ_b	σ_s	σ'_s	Vérification
6^{eme} (30*30)	N_{min}→ M corr.	45,36	9,35	4,35	6,76	2,26	3,6	44,6	35,2	oui
	M_{max}→ N Corr	84,85	19,57	0,34	6,76	2,26	4,8	65 ,8	47,2	oui
	N_{max}→ M Corr	147,79	-1,73	-0,75	6,76	2,26	1,6	0.00	22.8	oui
5^{eme} (30*30)	N_{min}→ M corr.	54,65	-9,02	1,85	6,76	2,26	2,7	27,9	32.9	oui
	M_{max}→ N Corr	188,44	15,95	0,20	6,76	2,26	4,5	13,2	52,3	oui
	N_{max}→ M Corr	305,46	-1,34	-0,21	6,76	2,26	2,7	0.00	40.3	oui
4^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	159.39	-11,53	1,33	10,68	4,52	1.6	0.00	22.1	oui
	M_{max}→ N Corr	294,64	35,82	0,40	10,68	4,52	4.1	15.8	50.8	oui
	N_{max}→ M Corr	471,55	-3,37	-0,125	10,68	4,52	2.4	0.00	36.3	oui
3^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	228,01	12,82	3,98	10,68	4,52	4.2	4.1	51.1	oui
	M_{max}→ N Corr	423,22	30,69	-0,26	10,68	4,52	2.3	0.00	30.0	oui
	N_{max}→ M Corr	639,44	-2,92	0,38	10,68	4,52	3.2	0.00	47.9	oui
2^{eme} (40*40)	N_{min}→ M corr.	292,61	12,15	3,34	10,68	4,52	2.5	0.00	33.8	oui
	M_{max}→ N Corr	528,76	28,66	0,17	10,68	4,52	4.6	0.00	61.4	oui
	N_{max}→ M Corr	827,42	-5,78	1,33	10,68	4,52	4.3	0.00	64.4	oui

1^{er} (50*50)	N_{min}→ M corr.	357,60	19,75	4,26	16,08	8,04	2.0	0.00	26.8	oui
	M_{max}→ N Corr	652,18	47,76	0,18	16,08	8,04	3.7	0.00	50.3	oui
	N_{max}→ M Corr	1053,7	-13,04	-0,91	16,08	8,04	3.6	0.00	53.9	oui
RDC (50*50)	N_{min}→ M corr.	428,96	11,41	2,32	16,08	8,04	1.9	0.00	26.4	oui
	M_{max}→ N Corr	785,73	30,41	0,26	16,08	8,04	3.5	0.00	49.8	oui
	N_{max}→ M Corr	1282,7	-4,19	-1,06	16,08	8,04	4.0	0.00	60.4	oui

V.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

- **Contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{.....(V.11)}$$

- **Contrainte tangente admissible :**

La contrainte tangente limite $\bar{\tau}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau_u} = \text{Min}\ (0.20.f_{cj}/\gamma_b;\ 5\ \text{MPa}) = \begin{cases} \bar{\tau_u} = 3.34\ \text{MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau_u} = 4.34\ \text{MPa} \rightarrow \text{situation accidentalle} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$=Min (0.15.f_{cj} /γ_b; 4 MPa)=$\begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentalle} \end{cases}$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :** ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d . f_{c28} \quad \textbf{.....(V.12)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda \geq 4 \end{cases}$$

Avec : λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur**…(V.13)**

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3.46\frac{l_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque Niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux

Niveau	$T_u$max (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	τ_u RPA(MPa)	τ_u CBA(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau_u}$
6^{eme} (30*30)	26,16	0.31	26,09	0.075	1,88	4,34	oui
5^{eme} (30*30)	60,16	0.72	26,09	0.075	1,88	4,34	oui
4^{eme} (40*40)	95,28	0.63	19,58	0.075	1,88	4,34	oui
3^{eme} (40*40)	88,06	0.58	19,58	0.075	1,88	4,34	oui
2^{eme} (40*40)	72,82	0.48	19,58	0.075	1,88	4,34	oui
1^{er} (50*50)	69,48	0.29	15,66	0.075	1,88	4,34	oui
RDC (50*50)	44,57	0.18	15,66	0.075	1,88	4,34	oui

V.3.2. Armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_I . f_e} \quad \textbf{.....(V.14)}$$

T_u: Effort tranchant

h_I : Hauteur totale de la section brute.

S_t : Espacement des armatures transversales

$$s_t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ \min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset\right] & \text{zone courante} \end{cases} \quad \textbf{.....(V.15)}$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & Si\ \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & Si\ \lambda_g\ \geq 5 \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

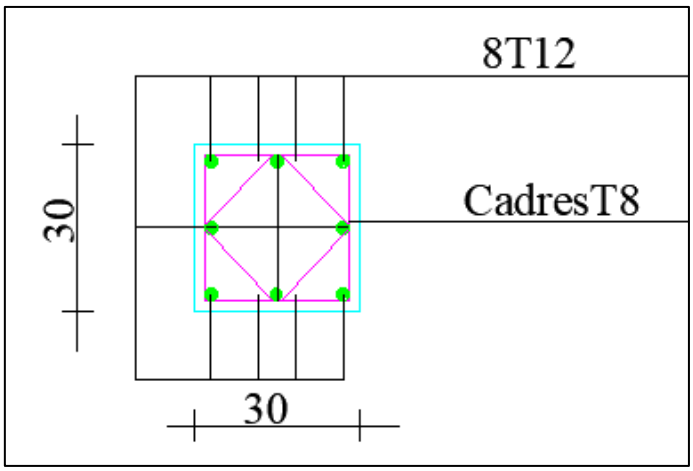
$$0.3\% \leq \frac{A_t}{tb_1} \leq 0.8\% \quad \text{Si} \quad 3 < \lambda_g \leq 5$$

$$0.8\% \leq \frac{A_t}{tb_1} \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

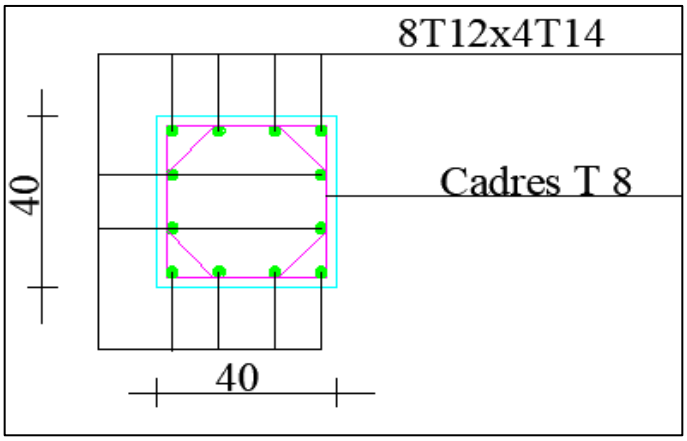
Tableau V.17. Ferraillage transversal des poteaux

Niveau	T_u	ρ_a	λ	Zone	St choix	A_t calcul	A_t choix
6^{eme} (30*30)	26,16	2,5	26,09	Nodale	10	0.059	4HA8=2.01
				Courante	15	0.089	4HA8=2.01
5^{eme} (30*30)	60,16	2,5	26,09	Nodale	10	0.136	4HA8=2.01
				Courante	15	0.205	4HA8=2.01
4^{eme} (40*40)	95,28	2,5	19,58	Nodale	10	0.158	4HA8=2.01
				Courante	15	0.238	4HA8=2.01
3^{eme} (40*40)	88,06	2,5	19,58	Nodale	10	0.146	4HA8=2.01
				Courante	15	0.220	4HA8=2.01
2^{eme} (40*40)	72,82	2,5	19,58	Nodale	10	0.121	4HA8=2.01
				Courante	15	0.182	4HA8=2.01
1^{er} (50*50)	69,48	2,5	15,66	Nodale	10	0.091	4HA8=2.01
				Courante	15	0.137	4HA8=2.01
RDC (50*50)	44,57	2,5	15,66	Nodale	10	0.058	4HA8=2.01
				Courante	15	0.087	4HA8=2.01

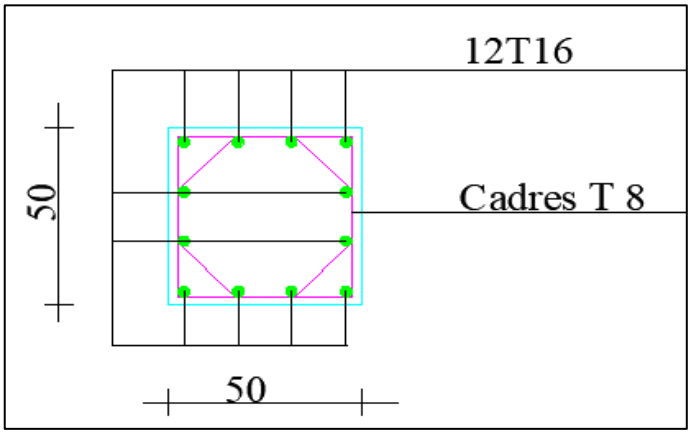
V.3.3. Schémas des armatures des poteaux :



Poteaux 30*30



Poteaux 40*40



Poteaux 50*50

Figure V.4. Ferraillage des poteaux

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- Des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation selon les règlements :

V.4.2.1. Armatures verticales :

L'acier choisi pour le ferraillage est de type haut adhérence Fe E400.

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2Av}{a.b} \leq 5\%$$

Av : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon le RPA99 version2003 :

A_{min} = 0.2% ×B_t= 0.2% × a. L_t (section tendue)

A_{min} = 0.15% × B = 0.15% × a. L (section globale)

$A_{min} = 0.10\% \times B_c = 0.10\% \times a.\ L_c$ (section courante)

$$S_v \leq \text{Min}\ [1.5a\ ;\ 30cm]$$

$$S_v \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ S_v/2 \text{ (zone d'extrémité) L /10} \end{cases}$$

V.4.2.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

a) Selon le CBA93 :

$$\text{Øh} \leq \text{Min}\ [h/35\ ;\ a/10\ ;\ \text{Øv}]$$

Øh : Diamètre d'armatures horizontales

Øv : Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq \text{Min}\ [0.9d\ ;\ 40cm] \qquad S_h \leq \frac{A_h.fe}{0.4\ a} \qquad S_h \leq \frac{0.9.fe}{\gamma_s\ .a.\tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = \text{Min}\ [0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa] \qquad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\text{Øh} \leq \frac{a}{10} \qquad S_h \leq \frac{A_h.h}{0.003} \qquad S_h \leq \text{Min}\ [1.5a\ ;\ 30cm]$$

V.4.2.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales des voiles sont des armatures ronds lisses de nuance Fe E235, elles sont perpendiculaires aux faces du refends, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales). Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40Ø : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

- 20Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10Ø dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.18. Calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X)

Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (KN.m)	Situation	A calculée (cm^2)	A' calc (cm^2)	A choisie (cm^2)
Vx1	20*190	929,56	3387,00	ACC	51,24	0.00	2× (23HA12) =52,02
Vx2	20*410	2554,49	6861,04	ACC	20,16	0.00	2 × (9HA12) =20.36

Tableau V.19. Calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y)

Voile	S (cm^2)	N (kN)	M (KN.m)	Situation	A calculée (cm^2)	A calc (cm^2)	A choisie (cm^2)
Vy1	20*260	992,79	2569,27	ACC	16,67	0.00	2 × (8HA12) =18.10
Vy2	20*270	1018,47	3317,62	ACC	24,04	0.00	2× (12HA12) =27,14
Vy3	20*366	2339,61	4085,43	ACC	4,711	0.00	2× (5HA12) =11,3
Vy4	20*390	1146,36	6183,08	ACC	31,97	0.00	2× (15HA12) =33,92

Tableau V.20. Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003

Voile	**S (cm²)**	**A choisie (cm²)**	**Amin RPA (cm²)**	**Amin CBA (cm²)**	**Vérification**
Vx1	20*190	2× (23HA12) =52,02	5,7	3,8	oui
Vx2	20*410	2 × (9HA12) =20.36	12,3	8,2	oui
Vy1	20*260	2 × (8HA12) =18.10	7,8	5,2	oui
Vy2	20*270	2× (12HA12) =27,14	8,1	5,4	oui
Vy3	20*366	2× (5HA12) =11,3	10,98	7,32	oui
Vy4	20*390	2× (15HA12) =33,92	11,7	7,8	oui

V.4.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier

$(\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$=201,63 MPa

$(\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b)$=15 MPa

$$\sigma_b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG} \quad ; \quad \sigma_s = 15.\left[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1 - c')}{IG}\right] \quad \textbf{.....(V.16)}$$

Tableau V.21. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Voile	S (cm²)	N (KN)	M (KN.m)	A choisie (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Vx1	20*190	814,39	150,60	2× (23HA12) =52,02	2,2	32.5	15	201,63	oui
Vx2	20*410	2187,19	28,80	2 × (9HA12) =20.36	2,5	38,8	15	201,63	oui

Vy1	20*260	938,81	-0,632	2 × (8HA12) =18.10	1,6	24,5	15	201,63	oui
Vy2	20*270	960,49	-0,586	2× (12HA12) =27,14	1.5	23.2	15	201,63	oui
Vy3	20*366	1917,64	-0,553	2× (5HA12) =11,3	2.5	37.5	15	201,63	oui
Vy4	20*390	1008,70	1,177	2× (15HA12) =33,92	1.1	17.3	15	201,63	oui

V.4.2.5. Armatures horizontales :

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

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$A_h = \text{Max}\ \{\tfrac{2}{3}\times A_{vch};\ 0{,}15\%.a.h_e\ \} \quad \textbf{……(V.17)}$$

Tableau V.22. Calcul des armatures horizontales des voiles

Voile	S (cm²)	e (cm)	H (cm)	A_{vch} choisie (cm²)	A_h calculée (cm²)	Av choisie (cm²)	St (cm)
Vx1	20*190	20	323	52,02	34,68	2× (16HA12) =36,2	15
Vx2	20*410	20	323	20.36	13,57	2× (6HA12) =13,58	15
Vy1	20*260	20	323	18.10	12,06	2× (6HA12) =13,58	15
Vy2	20*270	20	323	27,14	18,09	2× (8HA12) =18,1	15
Vy3	20*366	20	323	11,3	7,53	2× (4HA12) =9,04	15
Vy4	20*390	20	323	33,92	22,61	2× (10HA12) =22,62	15

V.4.2.6. Armatures transversales

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

$\emptyset_v$= 12mm⇒ $\emptyset_t \geq$ 12/3 = 4mm ⇒ On adopte : Øt = 6mm.

La zone de recouvrement des voiles est : L_r= 50 Ø = 60 cm.

V.5.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 DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;

- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc...).
- fondations semi profondes (les puits).
- Fondations profondes (les pieux).

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par laboratoire BEN ABDI Ahmed ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique nous avons :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1{,}6 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

$$D = 1.5 \text{ m}$$

γ_h = 18 kN/ m³ , φ = 20°, C = 0,5 bar, ΔH=2.4 cm

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :

- Semelles isolées ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de a sur b égal au rapport A sur B : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$.

Nous avons des poteaux carrés : a=b donc A=B.

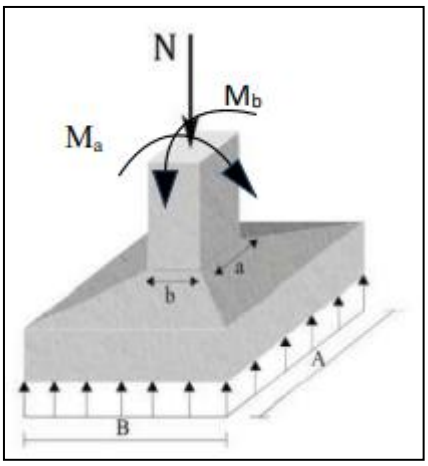


Figure VI-1. Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

VI.4.1.1. Dimensionnement de la semelle isolée

Les méthodes de calcule choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6} \quad \textbf{.....(VI.1)}$$

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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2+\sigma_1}{4} = \frac{N}{A\times B}\left(1 + \frac{3\times e_0}{B}\right) \textbf{.....(VI.2)}$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$.

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A\times B}\left(1 + \frac{3\times e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \textbf{.....(VI.3)}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \Rightarrow \frac{N}{\frac{a}{b} \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$ **.....(VI.4)**

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$ **.....(VI.5)**

Remarque :

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

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0 \quad \textbf{.....(VI.6)}$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$, σ_{sol}=0.160 MPa , a = b = 50 cm

Tbleau.VI.1 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N_{ser} (kN)**	**M_x (KN.m)**	**M_y (KN.m)**	**A (m)**	**B (m)**	**$A_{choisie}$ (m)**	**$B_{choisie}$ (m)**	**h (m)**	**c (m)**
S1	1222,80	-5,64	4,89	2,76	2,76	2,80	2,80	0.65	0.05
S2	940,60	-0,107	-5,44	2,42	2,42	2,60	2,60	0,60	

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement des semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

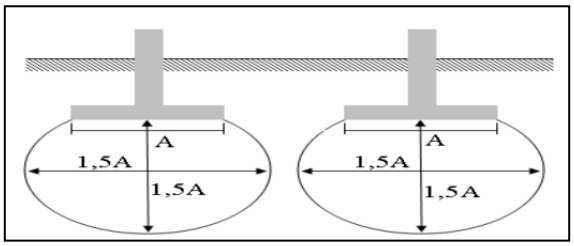


Figure.VI.2. Les bulbes de pression sous la semelle.

$$L \geq \frac{1.5*(B + B')}{2} \quad \textbf{.....(VI.7)}$$

$$L = 3.10\ m \qquad \frac{1.5*(B + B')}{2} = \frac{1.5*(2{,}80+2{,}80)}{2} = 4{,}2m \qquad \textbf{(CNV)}$$

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

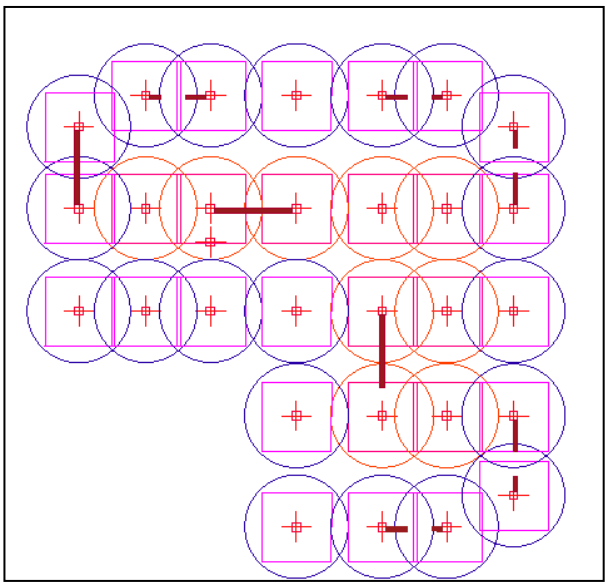


Figure VI.3. Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

VI.4.2. Calcule des semelles filantes :

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.

-Un enrobage suffisant des armatures.

- Non poinçonnement.

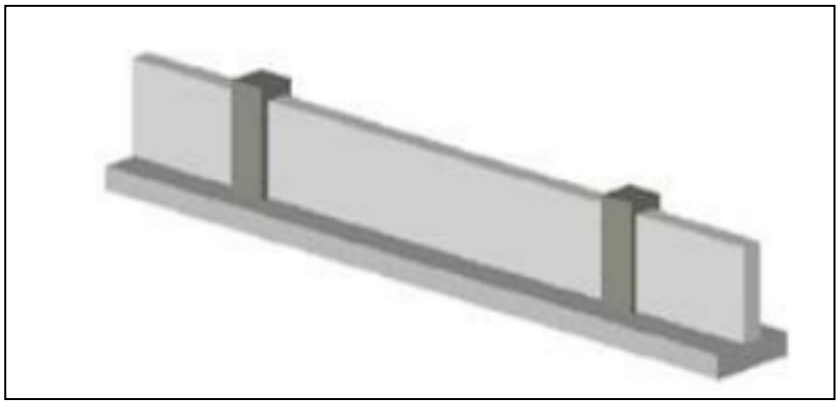


Figure VI.4. Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

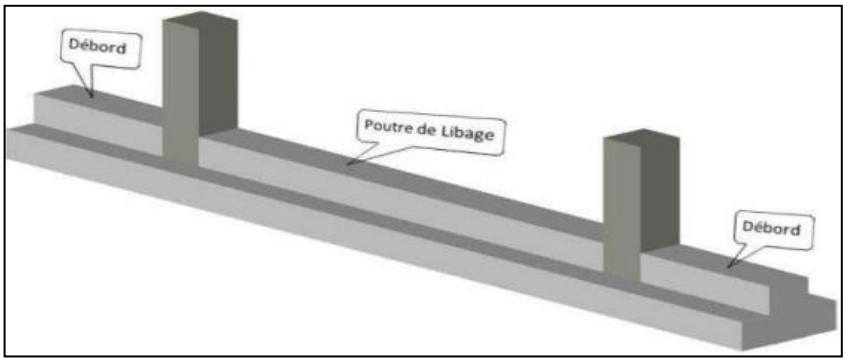


Figure VI.5. Semelle filantes sous voiles.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes :

Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens$\frac{N_{pot}}{2}$)

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : ($A=\frac{l_i+l_{i+1}}{2}+b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

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

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm.

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm.

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	**L (m)**	**N (kN)**	**M_{ser} (kN)**	**B calc (m)**	**B ch (m)**	**h choisie (cm)**	**σ_{sol}**	**$\bar{\sigma}_{sol}$**	**$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$**
SF sous Voile + poteaux	15,3	2258,72	6,27	1,41	1,50	0.35	0.151	0,16	oui
	9,5	1924,62	10,98	1,35	1,40	0.30	0 ,143		oui
SF sous poteaux	11,2	1282,74	4,19	1,74	1,80	0.40	0,136		oui
	11,00	1199,53	3,57	1,32	1,40	0.30	0,138		oui

VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5:

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0=\frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$). **……(VI.8)**

Tableau VI.3.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 sous Voile + poteaux	2258,72	6,27	0,27	1,50	37,50	oui
	1924,62	10,98	0,57	1,40	35,00	oui
SF sous poteaux	1282,74	4,19	0,32	1,80	45,00	oui
	1199,53	3,57	0,29	1,40	35,00	oui

VI.5.Calcul de Ferraillage

VI.5.1. 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 (A_b) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s} \quad \textbf{.....(VI.9)}$$

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

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b * B_{adopté}}{4} \Longrightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases} \quad \textbf{.....(VI.10)}$$

Tableau VI.4. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 \leq \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{18}$	Méthode
SF sous Voile + poteaux	582,09	2,67	0,45	8,33	oui	Des bielles
	309,54	2,63	0,84	7,77	oui	

Tableau VI.5. Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u KN.m)	B (m)	A_b calc	A_b ch	St	$A_a A_{rép}$	$A_a A_{rép}$ ch	St
SF sous Voile + poteaux	582,09	2,67	1,50	18,1	16HA12	6	6,78	6HA12	15
	309,54	2,63	1,40	9,84	9HA12	10	3,44	4HA12	25

VI.5.2. Sous plusieurs poteaux

Tableau VI.6. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 \leq \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{18}$	Méthode
SF sous poteaux	416,03	5,92	1,42	10	oui	Des bielles
	356,24	3,15	0,88	7,77	oui	

Tableau VI.7. Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u KN.m)	B (m)	A_b calc	A_b ch	St	$A_{rép}$	$A_{rép}$ ch	St
SF sous poteaux	416,03	5,92	1,80	13,30	12HA12	8	5,98	6HA12	15
	356,24	3,15	1,40	11,29	10HA12	10	3,95	4HA12	25

VI.5.3.Pré dimensionnement de la poutre de libage

Rôle :

- Pour éviter le risque de poinçonnement sous l'effet de l'effort normal maximal des poteaux.
- Pour rigidifier la semelle filante.
- Pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

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 :

$$h_p \geq 3\sqrt{\frac{0{,}5.k.Lmax\ 4}{E}} \quad \textbf{.....(VI.11)}$$

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

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = 4×10^{-2} N/mm³) ;

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

h_p: La hauteur de la poutre de libage.

$L_{max} \leq \pi/2\ L_e$; le = $\sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$.

Tableau VI.8. Dimensionnement de la poutre de libage.

Elément	**b (cm)**	**L_{max} (m)**	**h_p calc (cm)**	**h_p ch (cm)**	**$L_{max} \leq \pi/2\ L_e$**
PL	50,00	5,40	75,71	80	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : **50x80 cm².**

VI.5.4.Ferraillage Poutre de libage

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:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté} \; ; \; q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté} \quad \textbf{.....(VI.12)}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum Nser + (P_{semelle} + Pp\ de\ libage + P_{remblai})}{B_{adopté} * L} \quad \textbf{.....(VI.13)}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum Nser + 1{,}35 * (P_{semelle} + Pp\ de\ libage + P_{remblai})}{B_{adopté} * L} \quad \textbf{.....(VI.14)}$$

Tableau VI.9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Elément	**σ_u KN/m²**	**q_u KN/ml**	**σ_{ser} KN/m²**	**q_{ser} KN/ml**
PL	1,79	262,76	2,77	349,46

- Pour Déterminations des moments de la poutre de libage on utilisant la méthode de Caquot.

Tableau VI.10. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			**ELS**	
M_a (kN.m)	$\mathbf{M_t}$ (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-652.18	551.93	807.74	-313.62	330,12

VI.5.4.1.a. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P. libage	M_u	A (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
Travées	551.93	22,3	12HA16 = 24,13
Appuis	-652.18	26,90	14HA16 = 28,15

VI.5.4.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_b}$=15MPa ; $\overline{\sigma_s}$=201,63MPa

Tableau VI.12. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage	M_{ser}	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	σ_b	σ_s	σ_s'	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travées	330,12	24,13	/	5,5	199,8	/	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-313.62	/	28,15	5,2	164,3	/		

VI.5.4.3.c. Armatures transversales

Tableau VI.13. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

			CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		At choisie (cm²)
P. libage	τ_u (MPa)	T (kN)	st (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
50*80	2,01	807.74	17,85	2.25	18.75	37,5	2,02	10	15	6HA8= 3,02

VI.5.4.4.d. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm² /ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre. A_p = 0,002xbxh donc A_p= 8 cm2 Donc on adopte A_p = 8 HA 12 = 9,05 cm².

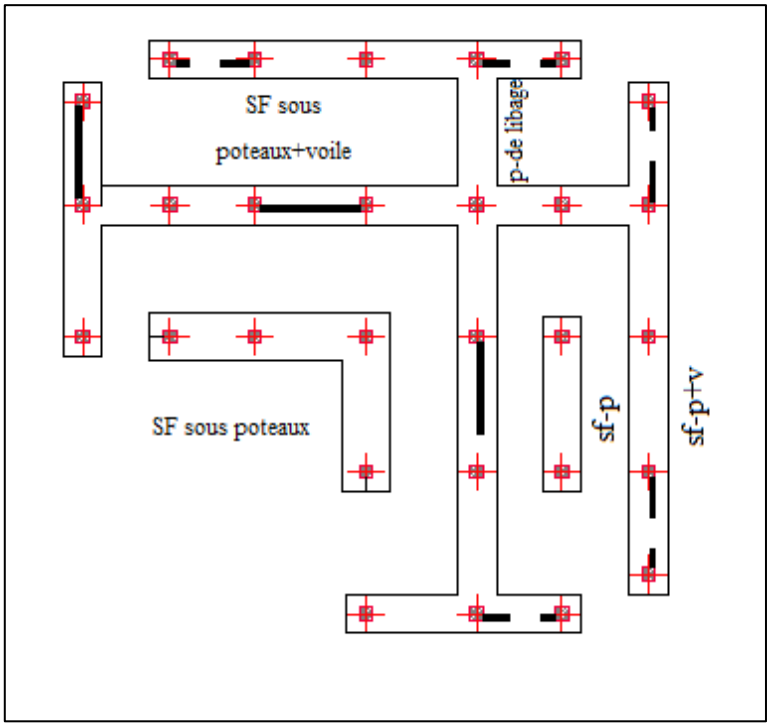


Figure VI.6. Disposition des semelles filantes

VI. 6. Les longrines

VI.6.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposantes sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, elles servant à solidariser les point d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif des ces pointes d'appuis dans le plan horizontale. Elles transfèrements l'effort normale provenant par les charges et surcharge en un effort de traction.

VI.6.2. pré-dimensionnement

Selon Art 10.1.1 RPA 99 Version 2003

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont: Site S3: 30cm×30cm. Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (\frac{N}{\alpha}) \geq 20\ kN \text{.....} \textbf{(VI.15)}$$

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : 30 × 30 cm2 ; α = 10 (Zone III, S3)

VI.6.3. Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$F_u = \frac{N_u}{10} = \frac{1373,27}{10} = 137,32KN$$

$$A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{137,32}{400/1.15} = 3,94cm^2$$

Tableau VI.14. Ferraillage longitudinal des longrines.

Section cm²	**A cal cm²**	**A ch cm²**	**Amin CBA**	**Amin RPA**	**Vérification**
30 x 30	3,94	4HA12=5,52	0,60	5,40	oui

VI.6.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{10} = \frac{908,70}{10} = 90,87\ KN$$

$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha * A}$; $\bar{\sigma_s}$= min {2/3 Fe ; 110√1,6. Ftj}. ….. …. Fissuration préjudiciable

Tableau VI.15. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section cm²	**N_{ser} KN**	**F_{ser} KN**	**A choisie (cm^2)**	**σ_s MPa**	**$\bar{\sigma_s}$ MPa**	**$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$**
30 x 30	908,70	90,87	5,52	164,61	201.63	oui

VI.6.5. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.16. Calcul des armatures transversales des longrines.

$\emptyset l$ (mm)	$\emptyset t \geq \frac{\emptyset l}{3}$	$\emptyset t$ (mm)	A_t (cm²)	Amin RPA (cm²)	St choisie (cm)	St RPA (cm)
12	4	8	4HA8=2,01	1,35	15	15

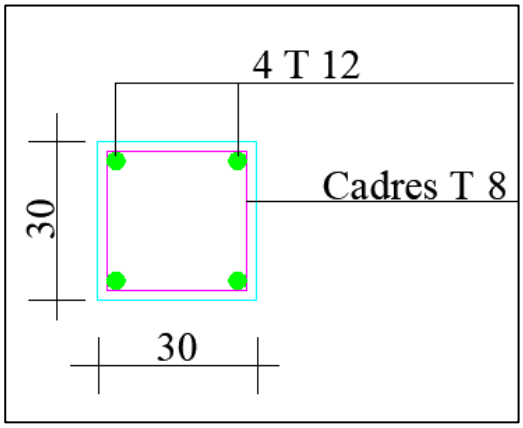


Figure VI.7. Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en RDC + 6 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.
- ✓ Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,59 s et un nombre des modes élevé (50 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.
- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x45) cm^2 et secondaires (30x35) cm^2, nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA14 ; HA16) et même pratique sur le plan exécutif.
- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.
- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.
- Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

Manuels techniques :

- Cours de formation.

Logiciels :

- SAP2000 v20.2.0
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2019
- Microsoft office Excel 2007