REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Université YAHIA Farés DE Médéa



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire De Fin d'études
Pour l'Obtention du Diplôme De Master En Génie Civil

Option : Structures

THEME

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

Présenté par :

DENIDENI Abir

REFFAR Abd Ennour

Dirigé par :

SAFIDDINE Salim

Promotion: Juin 2017



Remercîments

Nous remercions tout d'abord, Allah qui nous a donné la force et le courage afin de parvenir à élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier de tout cœur notre encadreur Monsieur Safiddine Salim et témoigner toute notre reconnaissance pour ses conseils judicieux, de ses remarques objectives et surtout de ses gentillesses permanentes.

Nos vifs remerciements à tous les enseignants qui ont contribués à notre formation, et ainsi tous les gens de prés et de loin qui ont aidé à l'élaboration de ce sujet.et à tous nos professeurs et travailleurs de l'université YAHIA FARES – MEDEA

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation de Master dans les meilleures conditions.

Dédicace

A ma chère mère et mon père vous m'avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite. A mes frères et mes sœurs ; Que dieu les assistes.

A mes chers collègues et ma binôme Abir. Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs des frères et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur

Abdenour

Dédicace

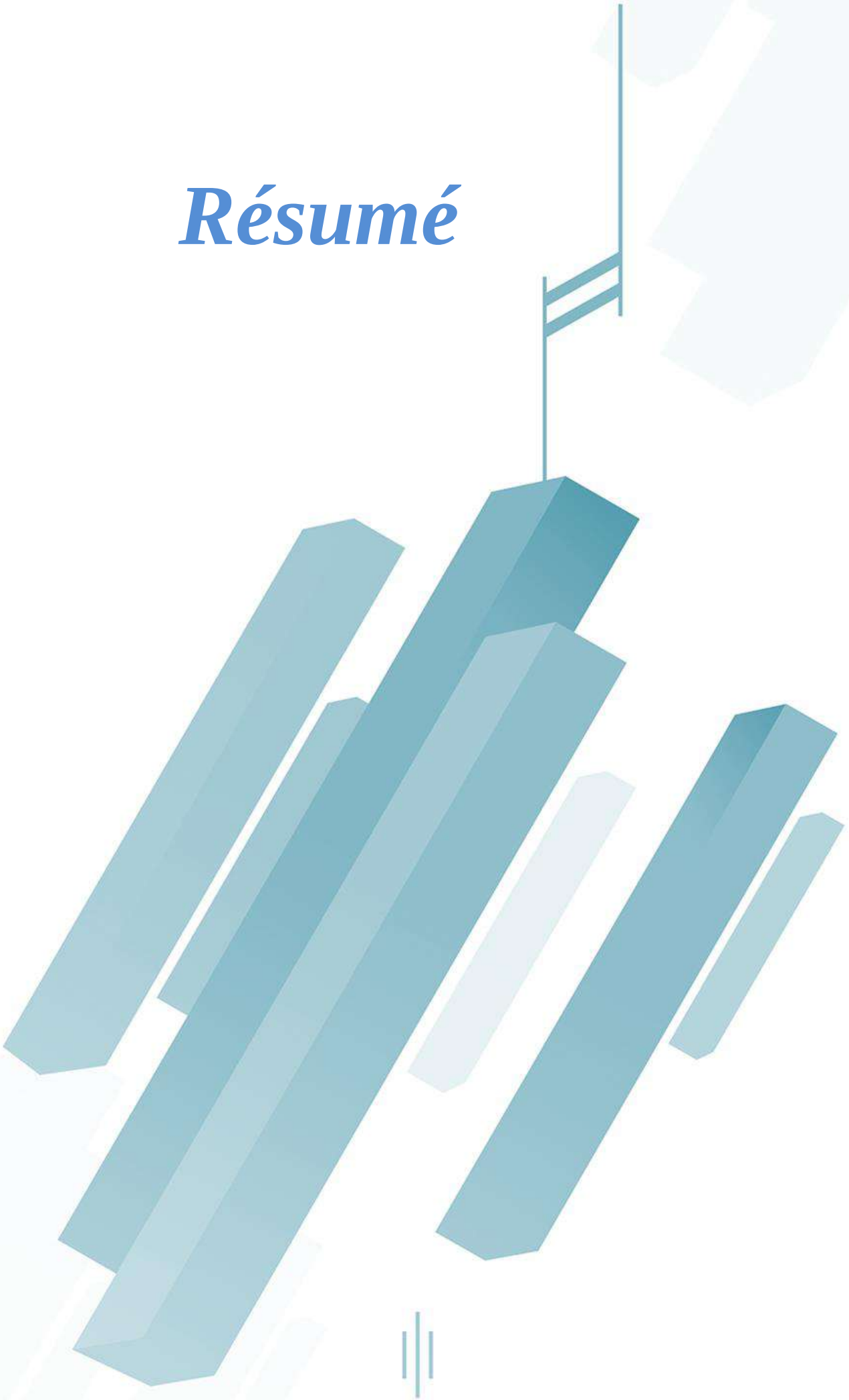
A ma chère mère et mon père vous m'avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite. A mes frères Abderrahmane, Ahmed ; Et mes sœurs Achwek, Djihen, Houda, Amani, fadila ; Que dieu les assistes.

A mes chers collègues
Khawla,Fatima,Omaima,Mariam,Sara,Hadjer,ibtissem,

Walid,Salah,Youssef,Hamza et mon binôme Abdenour. Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs des frères et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur

ABIR

Résumé



ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + ستة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناؤها بالشلف والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA99 version 2003).
- قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93) .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP*2000 V. 19.0*».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à étudier une structure en béton armé à usage d'habitation en RDC + 6 Etages, qui sera implantée à wilaya de Chlef. Cette région est classée comme zone de forte sismicité (III).

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V. 19.0 ».

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

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure white (Ground floor+6 floors), for residential use and that will be implanted in Chlef. This region is classified in the zone of fort seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « *SAP2000 V. 19.0* ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Tables des matières

Introduction général: 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :..... 2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:..... 2
I.2.1. Dimensions en élévation :..... 2
I.2.2. Dimension en plan : 2
I.2.3. Données architecturales : 2
I.2.4. Système de contreventement:..... 2
I.2.5. Structure :..... 3
I.3. Caractéristiques des matériaux :..... 3
I.3.1. Béton:..... 3
I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :..... 4
1. *Résistance à la compression « f_{cj} »:*..... 4
2. *Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :*..... 4
3. *Le Module de déformation transversale « G »:*..... 4
4. *Module de déformation longitudinale « E » :*..... 5
5. *Contraintes limites :*..... 5
I.3.2. L'acier : 7
2.1. Types d'acier : 7
2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 7
2.3. Contraintes limites : 7

Chapitre II: Prédimensionnement et évaluation des charges.

II.1. Introduction :..... 9
II.2. Pré dimensionnement des planchers : 9
II.2.1. Plancher à corps creux : 11
II.2.2. Les dalles pleines: 11
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 11
II.3.1. Maçonnerie : 11
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : 11
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 12
II.3.2. Plancher terrasse : 12
II.3.3. Plancher étage courant : 13
II.3.4. dalle pleine de la terrasse : 14
II.3.5. dalle pleine de l'étage : 15
II.4. Prédimensionnement des poutres: 15
II.4.1. Conclusion : 17
II.5.A. prédimensionnement des poteaux : 17
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : 17
II.5.2. Dimensions des poteaux: 17
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 18
II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 18
II.5.5. la surface reprise par le poteau : 20
II.5.6. Descente des charges: 20
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 : 22
II.5.8. Vérification aux zones nodales : 22
II.5.9. Conclusion: 23
II.6.Prédimensionement des voiles..... 23

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :..... 25
III.1.1.Introduction :..... 25
III.1.2. Principe de calcul: 25
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 25
III.1.4. Détermination des efforts: 25
III.1.5. Calcul de ferraillage à l'état limite ultime: 26
III.1.6. Vérification à l'état limite de service: 26
III.1.7. Vérification de l'effort tranchant: 27
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:..... 27
III.2. Planchers à corps creux :..... 28
III.2.1. La dalle de compression:..... 28
III.2.2. Calcul des poutrelles:..... 29
a. Calcul avant coulage:..... 29
b. Après coulage :..... 33
III.2.3. Calcul des charges et surcharges :..... 35
III.2.4.Sollicitations de calcul :..... 36
III.2.5.Récapitulations :..... 37
III.2.6.Ferraillage des poutrelles :..... 37
a. Calcul des armatures longitudinales:..... 37
b. Calcul des armatures transversales:..... 39
III.2.7.Vérifications:..... 39
a) vérification de l'effort tranchant :..... 39
b) vérification de la fléche:..... 40
III.3. Calcul des dalles pleines:..... 42
III.3.1. Introduction:..... 42
III.3.2. calcule de 1er type par la méthode forfaitaire : 43
III.3.3.calcul du la 2eme et la 3eme type par la méthode du linge de rupture: 44
III.3.3.1.principe de calcule :..... 44
III.3.3.2. Calcul du 2eme type des dalles: 45
III.3.3.3. Calcul du 3eme type des dalles: 46
III.3.4. Calcul du ferraillage :..... 47
III.3.4.1. vérification à ELS..... 47
III.3.4.2. condition d'espacements:…..... 48
III.3.4.3. vérification au cisaillement : 48
III.3.4.4. vérification de la fleche :..... 48
III.4.Calcul des escaliers:..... 49
III.4.1. Introduction: 49
III.4.2.Terminologie:..... 49
III.4.3.calcul du ferraillage :..... 50
III.4.3.1.Dimensionnement : 50
III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges : 52
a. Charges permanentes :..... 52
b. Surcharge d'exploitation :..... 52
III.4.3.3. Détermination des sollicitations: 52
III.4.3.4. Détermination des efforts: 53
a. L'état limite ultime : 53
b. L'état limite service: 54
c. Récapitulation : 54
III.4.3.5. Calcul du ferraillage: 54

a. Armature de répartition: 55
b. Condition d'espacement: 55
c. Vérification de l'effort tranchant: 55
d. Vérification à l'Etat Limite de Service: 55
e. *Vérification de la flèche:* 56
III.4.4.Calcul de la poutre palière: 57
III.4.4.1. Pré dimensionnement: 57
III.4.4.2. Charges revenants à la poutre: 58
III.4.4.3. Calcul des efforts: 58
III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière: 59
III.4.4.5. Vérifications: 60
a. Vérification à ELS : 60
b. RPA 99 Version 2003: 60
c. Vérification de l'effort tranchant: 60
d. Armatures transversales: 61
e. Vérification de la flèche: 62

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1.Introduction : 63
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 64
IV.2.1.Centre de masse : 64
IV.2.2.Centre de torsion : 65
IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants : 65
A. les poteaux: 65
B. Les refends pleins: 66
IV.2.3.Excentricité :..... 67
IV.2.3.A. Excentricité statique 67
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : 68
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 69
IV.3.1.Introduction : 69
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 70
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 71
IV.3.3.1. Principe : 71
IV.3.3.2.Modélisation : 71
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : 71
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 74
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 74
IV.4.2.vérification de participation massique : 75
IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 75
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement : 77
IV.4.5.2.Moment de renversement : 80
IV.4.5.3.Moment stabilisant : 80
IV.4.6.Vérification des déplacements : 81
IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 82
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit de compression :..... 83
IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :..... 84
IV.5.Conclusion : 85

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :..... 86
V.2.Ferraillage des poutres :..... 86
V.2.1.Introduction : 86
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 86
V.2.2.a. Armatures longitudinales : 86
V.2.2.b. Armatures transversales : 87
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales: 87
V.2.4.Vérification : 88
❖ Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 : 88
❖ Vérification des contraintes à l'E.L.S: 89
❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 90
V.2.5.Calcul des armatures transversales : 90
V.2.6.Vérification de la flèche : 91
V.3.Ferraillage des poteaux : 92
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales : 92
V.3.1.a. Recommandations des règlements : 92
❖ Selon le CBA : 92
❖ Selon le RPA 99 version 2003 : 93
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 93
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 94
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 94
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 96
V.3.4.Détermination des armatures transversales : 99
V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 : 99
V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$: 99
❖ Selon le CBA93 : 99
❖ Selon le RPA99 version 2003 : 99
V.3.4.c. Vérification des contraintes tangentielles : 100
V.3.4.d. Calcul des armatures transversales : 100
❖ Selon le CBA93 : 100
❖ Selon le RPA99 version 2003 : 100
❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : 100
V.4. Ferraillage des voiles: 103
V.4.1. Les voiles pleins: 103
V.4.2. Méthode de calcul: 103
V.4.2.a. Recommandations réglementaires: 105
❖ Armatures verticales: 105
❖ Armatures horizontales: 106
❖ Armatures transversales: 106
V.4.2.b. Recommandations pour les voiles : 106
V.4.3. Armatures verticales : 107
V.4.3.a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 107
V.4.3.b. L'espacement: 109
V.4.4.c. vérification des contraintes à l'ELS..... 109
❖ Les armatures transversales : 111
❖ Les armatures horizontales : 112
❖ Calcule Les armatures horizontales : 113
V.5.Conclusion..... 114

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :..... 115
VI.2. Reconnaissance du sol: 115

VI.2.1. Nature de la couche de fondation: 115
VI.2.2. Fondation des ouvrages: 115
VI.2.3. Stabilité du site: 115
VI.2.4. Recommandations: 115
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 116
VI.4. Calcul des fondations: 116
VI.4.1. Semelles isolées: 116
VI.4.2.vérification du chevauchement entre les semelles..... 118
VI.4.2.a.Notion des bulbes de pression : 118
VI.4.2.b.Vérification de chevauchement suivant x..... 118
VI.4.2.c.Vérification de chevauchement suivant y..... 119
VI.4.3.Vérification des contraintes à l'ELS :..... 119
VI.4.4.calcule ferraillage de la semelle :..... 120
VI.4.4.a.ferraillage à l'ELU :..... 120
VI.4.4.b.ferraillage à l'ELS :..... 120
VI.5.Calcul des semelles filantes..... 121
VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes: 122
VI.5.1.1. Dimensionnement semelles filantes sous voile : 122
VI.5.1.2. Dimensionnement semelles filantes sous poteaux : 122
VI.5.2.Vérification de la contrainte des semelles filantes..... 123
VI.5.2.1.Vérification de la contrainte des semelles filantes sous voiles..... 123
VI.5.2.2.Vérification de la contrainte des semelles filantes sous poteaux..... 123
VI.6.Ferraillage des semelles filantes : 124
VI.6.1Ferraillage Armatures principales : 124
VI.6.2.Ferraillage Armatures de répartitions : 125
VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :..... 125
VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement : 126
VI.7. Poutre de libage : 126
VI.7.1. Dimensionnement 126
VI.7.2.Calcul des moments..... 127
VI.7.3Armatures longitudinales : 128
VI.7.3.1. Calcul à l'ELU..... 128
VI.7.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS..... 128
VI.7.3.3. Armatures de peau..... 128
VI.7.4.Armatures transversales..... 129
VI.8.Les longrines : 129
VI.8.1.Recommandation des règlements : 130
VI.8.2.Ferraillage à l'état limite ultime: 131
- Armature longitudinal : 131

VI.8.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 131
VI.8.4. Calcul des armatures transversales : 131
Conclusion général: 133

Listes des figures

Figure.I.1. Schéma pressenti la forme de structure..... 2
Figure.I.2. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton..... 6
Figure.I.3. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton..... 6
Figure.I.4. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers..... 7
Figure.II.1. Schéma du plancher..... 10
Figure.II.2. Dimensions du corps creux..... 10
Figure.II.3. Mur simple cloison..... 12
Figure.II.4. Mur double cloison..... 12
Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse..... 13
Figure.II.6.Constituant d'un plancher étagecourant..... 13
Figure.II.7. Dalle pleine de la terrasse..... 14
Figure.II.8. Dalle pleine de l'étage..... 15
Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre..... 15
Figure.II.10. Le poteau le plus sollicité..... 17
Figure.II.11. Section réduite du poteau..... 19
Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité..... 20
Figure.II.13. coupe de voile en plan (gauche) voile en 3D..... 23

Figure.III.01. L'acrotère..... 25
Figure III.02. section du B.A a l'ELU..... 27
Figure III.03. ferraillage de l'acrotère. 27
Figure.III.04. Disposition des armatures de la table de compression..... 29
Figure.III.05. Schéma statique de la poutrelle..... 29
Figure.III.06. Choix de disposition des étaiements..... 30
Figure.III.07. Travée avec un seul étai au milieu..... 31
Figure.III.08. Travée avec deux étais espacés de 1,33 m..... 31
Figure.III.09. Travée avec trois étais espacés de 1,00 m..... 32
Figure.III.10. Schéma statique de la poutrelle..... 32
Figure.III.11. moment en travée et en appui de méthode forfaitaire..... 34
Figure.III.12. Diagramme des moments et des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU..... 36
Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS..... 37
Figure.III.14. Section de béton des poutrelles..... 37
Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles. 41
Figure.III.16. dalle pleine avec quatre appuis. 42
Figure.III.17. dalle pleine avec trois appuis..... 43
Figure.III.18. dalle pleine avec deux appuis..... 43
Figure.III.19. Représentation d'un escalier..... 49
Figure.III.20. Vue en plan pour les escaliers..... 50
Figure.III.21. Dimensions de l'escalier..... 50
Figure.III.22. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U..... 53
Figure.III.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S. 54
Figure.III.24. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U..... 59
Figure.III.25. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.S 59
Figure.III.26. Ferraillage de la poutre palière..... 62

Figure.IV.01. vue de la structure en 3D 63
Figure.IV.01. Disposition des voiles..... 64
Figure.IV.03. type des poteaux..... 66
Figure.IV.04. voile plein 67
Figure.IV.05. excentricité theorique et accidentelles..... 69
Figure.IV.06. plancher rigide..... 71
Figure.IV.07. Le comportement des trois premiers modes..... 74
Figure.IV.08. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 77

Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X..... 78
Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y..... 79

Figure.V.01. disposition des armatures longitudinales des poutres..... 89
Figure.V.02. Ferraillages des poutres principales..... 92
Figure.V.03. Ferraillages des poutres secondaires..... 92
Figure.V.04. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 93
Figure.V.05. Disposition des armatures pour les poteaux..... 102
Figure.V.06. Ferraillage des poteaux des étages 5ème et 6ème étage..... 102
Figure.V.07. Ferraillage des poteaux des étages 1ere, 2ème ,3ème et 4èmeétage..... 102
Figure.V.08. Ferraillage des poteaux des étages RDC..... 103
Figure.V.09. Diagramme des contraintes (SPC)..... 104
Figure.V.10. Diagramme des contraintes (SET)..... 104
Figure.V.11. Diagramme des contraintes (SEC)..... 105
Figure.V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 107
Figure.V.13. Les armatures transversales et les épingles..... 111
Figure.V.14. La zone de recouvrement des voiles..... 112

Figure.VI.01. Semelle isolée sous poteau..... 117
Figure.VI.02. Les bulle de pression..... 118
Figure.VI.03. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau 120
Figure.VI.04. Schémas d'une Semelle filante sous voile..... 121
Figure.VI.05. Schéma d'une semelle filante sous poteaux..... 121
Figure.VI.06.armatures de peau..... 128
Figure.VI.07. La proposition final des semelles... 129
Figure.VI.08. Ferraillage de la longrine..... 132

Liste des tableaux

Tableau.I.1. La résistance fcj du béton à 7 jours, 14 et 90 jours..... **4**
Tableau.I.2. Caractéristiques mécanique des aciers..... **7**

Tableau.II.1. Charge permanente du mur intérieur..... 11
Tableau.II.2. Charge permanente du mur extérieur..... 12
Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse..... 12
Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage 13
Tableau.II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse..... 14
Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle pleine d'etage..... 15
Tableau.II.7. Prédimensionnement des poutres..... 16
Tableau.II.8. Prédimensionnement des poteaux..... 18
Tableau.II.9. détermination de la longueur de flambement..... 18
Tableau.II.10. Calcule de $\overline{N}$..... 19
Tableau.II.11. tableau des charges permanentes..... 20
Tableau.II.12. détermination des charges d'exploitation..... 21
Tableau.II.13. Vérifications du ($1{,}1Nu \leq \overline{Nu}$)..... 22
Tableau.II.14. Vérifications de coffrage des poteaux..... 22
Tableau.II.15. Vérification aux zones nodales..... 22

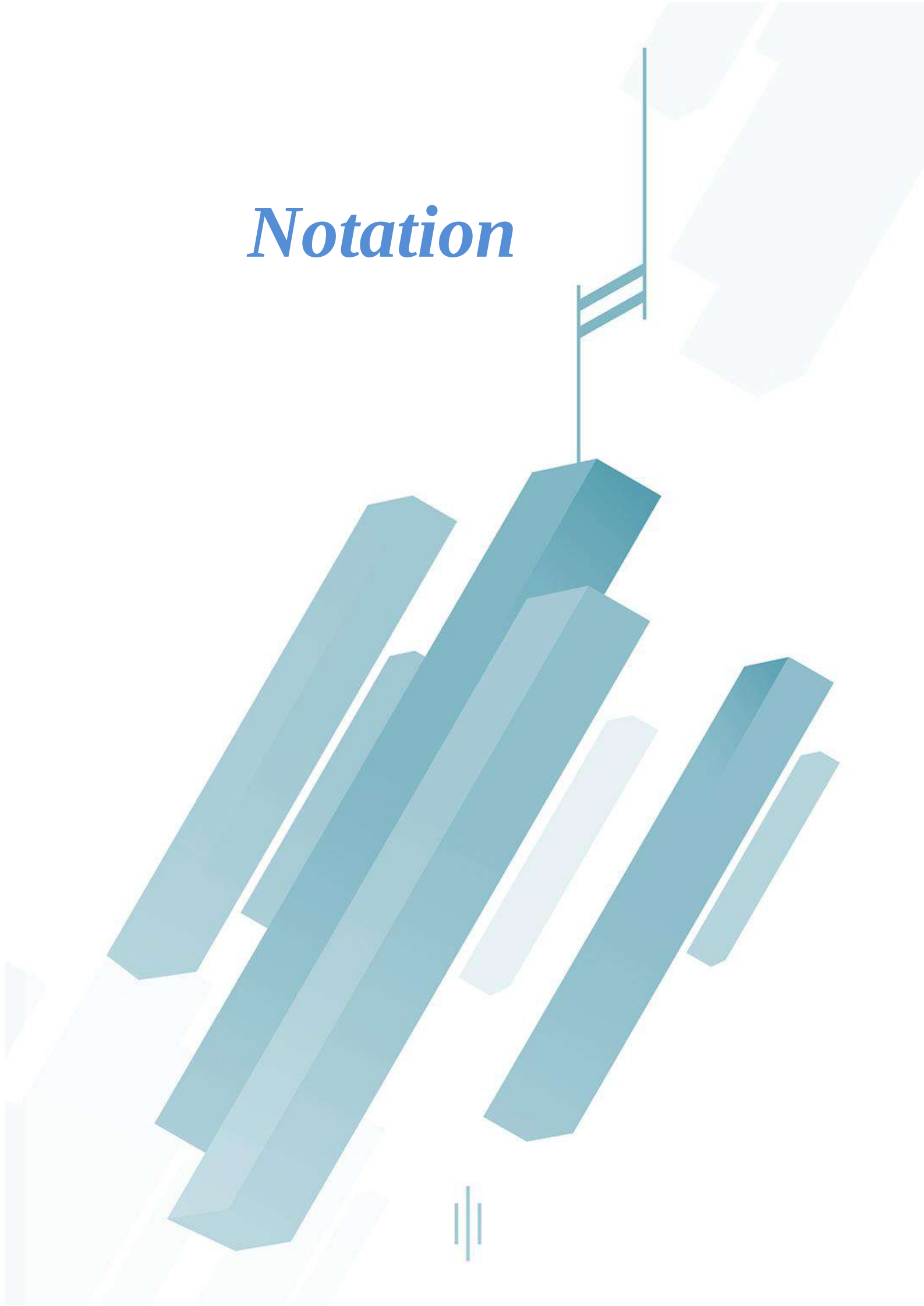
Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère..... 25
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère..... 25
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux..... 26
Tableau.III.4. Ferraillage de l'acrotère..... 26
Tableau.III.5. Vérification à l'U.L.S..... 26
Tableau.III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles..... 30
Tableau.III.7. Moments statiques des poutrelles..... 30
Tableau.III.8. Méthode de Forfaitaire..... 35
Tableau.III.9. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S 35
Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 36
Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 36
Tableau.III.12. Récapitulations des efforts internes..... 37
Tableau.III.13. Calcul et vérification des armatures..... 38
Tableau.III.14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles..... 38
T**ableau.III.15.** Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles..... 39
T**ableau.III.16.** Vérification préliminaire de la flèche..... 40
Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles..... 41
Tableau.III.18. les actions sur les dalles..... 42
Tableau.III.19. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2..... 45
Tableau.III.20. Les valeurs du travail externe..... 45
Tableau.III.21. Les valeurs du travail interne..... 45
Tableau.III.22. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 3..... 46
Tableau.III.23. Les valeurs du travail externe..... 46
Tableau.III.24. Les valeurs du travail interne..... 46
Tableau.III.25. les données..... 47
Tableau.III.26. Calcul des sections de la dalle pleine..... 47
Tableau.III.27. Vérification à l'E.L.S. 47
Tableau.III.28. Vérification de flèche de la dalle..... 48
Tableau.III.29. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier..... 52
Tableau.III.30. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier..... 52
Tableau.III.31. Combinaison des charges de l'escalier..... 53
Tableau.III.32. Récapitulation des résultats..... 54
Tableau.III.33. Les données..... 54
Tableau.III.34. Calcul des sections d'acier de l'escalier..... 55
Tableau.III.35. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S..... 56
Tableau.III.36. Valeur de la flèche..... 57
Tableau.III.37. Efforts de la poutre palière..... 58
Tableau.III.38. Ferraillage de la poutre palière..... 60
Tableau.III.39. Vérification des contraintes à l'état limite de service. 60
Tableau.III.40.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière. 60

Tableau.IV.1. Calcul du centre de masse et de torsion…… 67
Tableau.IV.2. Calcul de l'excentricité théorique (statique)……..… 68
Tableau.IV.3. Calcul d'excentricité accidentelle……..…… 68
Tableau.IV.4. Calcul de l'excentricité totale…… 69
Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone A…… 71
Tableau.IV.6. détermination du facteur de qualité Q. …….. 73
Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes. …… 74
Tableau.IV.8. Coefficient de participation massique. …….. 75
Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique. …….. 76
Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. …….. 77
Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X. …….. 78
Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y. …….. 79
Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement. …….. 80
Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant. …… 80
Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation..... 80
Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 81
Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 82
Tableau.IV.18. Vérification l'effet P-Δ sens X..... 83
Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... 83
Tableau IV.20. Vérification de l'effort normal réduit poteaux..... 84
Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des poutres 84
Tableau IV.22. Vérification de cisaillement des poteaux..... 85
Tableau IV.23. dimensions finale des poutres..... 85
Tableau IV.24. dimensions finale des poteaux..... 85

Tableau.V.1. Les données de calcul. …… 86
Tableau.V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse)…… 87
Tableau.V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires (non porteuse)…… 88
Tableau.V.4. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA. …… 88
Tableau.V.5. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA. …… 88
Tableau.V.6. Vérification des poutres principales à l'E.L.S. …… 89
Tableau.V.7. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. …… 90
Tableau.V.8. Calcul de τ_u. …… 90
Tableau.V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. 90
Tableau.V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 90
Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. …….. 91
Tableau.V.12. Vérification de la flèche des poutres. …… 91
Tableau.V.13. Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU et vérification de RPA……... 95
Tableau.V.14. Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU et vérification de RPA……... 97
Tableau.V.15. Vérification des armatures à ELS des poteaux. ……..... 98
Tableau.V.16. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux. …….. 100
Tableau.V.17. Les armatures transversales et leurs espacements. …… 101
Tableau.V.18. Vérification de la quantité d'armatures transversales. …….. 101
Tableau.V.19. Les données de calcul. …….. 107
Tableau.V.20. Les voiles pleines (sens-X), L=2.70m. …… 108
Tableau.V.21. Les voiles pleines (sens-X), L=1.65 m. …… 108
Tableau.V.22. Les voiles pleines (sens-Y), L=2,32 m. …… 108
Tableau.V.23. Les voiles pleines (sens-Y), L=3,31 m. …… 109
Tableau.V.24. Les voiles pleines (sens-X), L=3,64m. …… 109
Tableau.V.25. vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X), (L=2.70m). …….. 110
Tableau.V.26. vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X), (L=1.65m). …….. 110
Tableau.V.27. vérification des armatures a ELS des voiles (sens-Y), (L=2.32m). …….. 110
Tableau.V.28. vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X), (L=3,64m). …….. 110
Tableau.V.29. vérification des armatures a ELS des voiles (sens-Y), (L=3,31m). …….. 111
Tableau.V.30. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins. …… 113
Tableau.V.31. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins. …… 114

Tableau.VI.1. Semelles isolés. 117
Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X..... 118
Tableau.VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y..... 119
Tableau.VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées 120
Tableau.VI.5. Calcule ferraillage à L'ELU des semelles isolées..... 120
Tableau.VI.6. Calcule ferraillage à l'ELS des semelles isolées..... 121
Tableau.VI.7. Les armature des semelles isolée..... 122
Tableau.VI.8. Dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS..... 122
Tableau.VI.9. Dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS..... 123
Tableau.VI.10.Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile..... 123
Tableau.VI.11.Vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteau..... 123
Tableau.VI.12. Vérification de chevauchement entre les semelles filantes..... 124
Tableau.VI.13. Armatures principales des semelles filantes sous voile..... 124
Tableau.VI.14. Armatures principales des semelles filantes sous poteaux..... 125
Tableau.VI.15. Armatures de répartition de la semelle filante..... 125
Tableau.VI.16.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes..... 126
Tableau.VI.17.Vérification de la stabilité au renversement..... 127
Tableau.VI.18. Dimensionnement de la poutre de libage..... 127
Tableau.VI.19.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage..... 127
Tableau.VI.20.Détermination des moments de la poutre de libage..... 128
Tableau.VI.21. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 128
Tableau.VI.22.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..... 129
Tableau.VI.23. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 129
Tableau.VI.24. Les données de calcul..... 130
Tableau.VI.25. Ferraillage longitudinal des longrines..... 131
Tableau.VI.26. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines..... 131

Notation



Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
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 de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : 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.
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.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ : Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale



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 de fin d'études, nous avons procédé à l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à ***la Wilaya de Chlef***. Ce dernier est constitué d'un rez-de-chaussée plus 6 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement 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 dédié l'étude sismique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures **« *SAP2000.v.19*»**. 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'objet du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre. Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Chleff, région classée par le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 VERSION 2003** » comme une zone de forte sismicité « **Zone III »,** groupe d'usage**«2»**.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur de RDC……..3,06m.
- La hauteur de l'étage courant ……..3,06m.
- La hauteur totale du bâtiment est de .....21.42m.

I.2.2. Dimension en plan :

La structure présente une forme de V, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

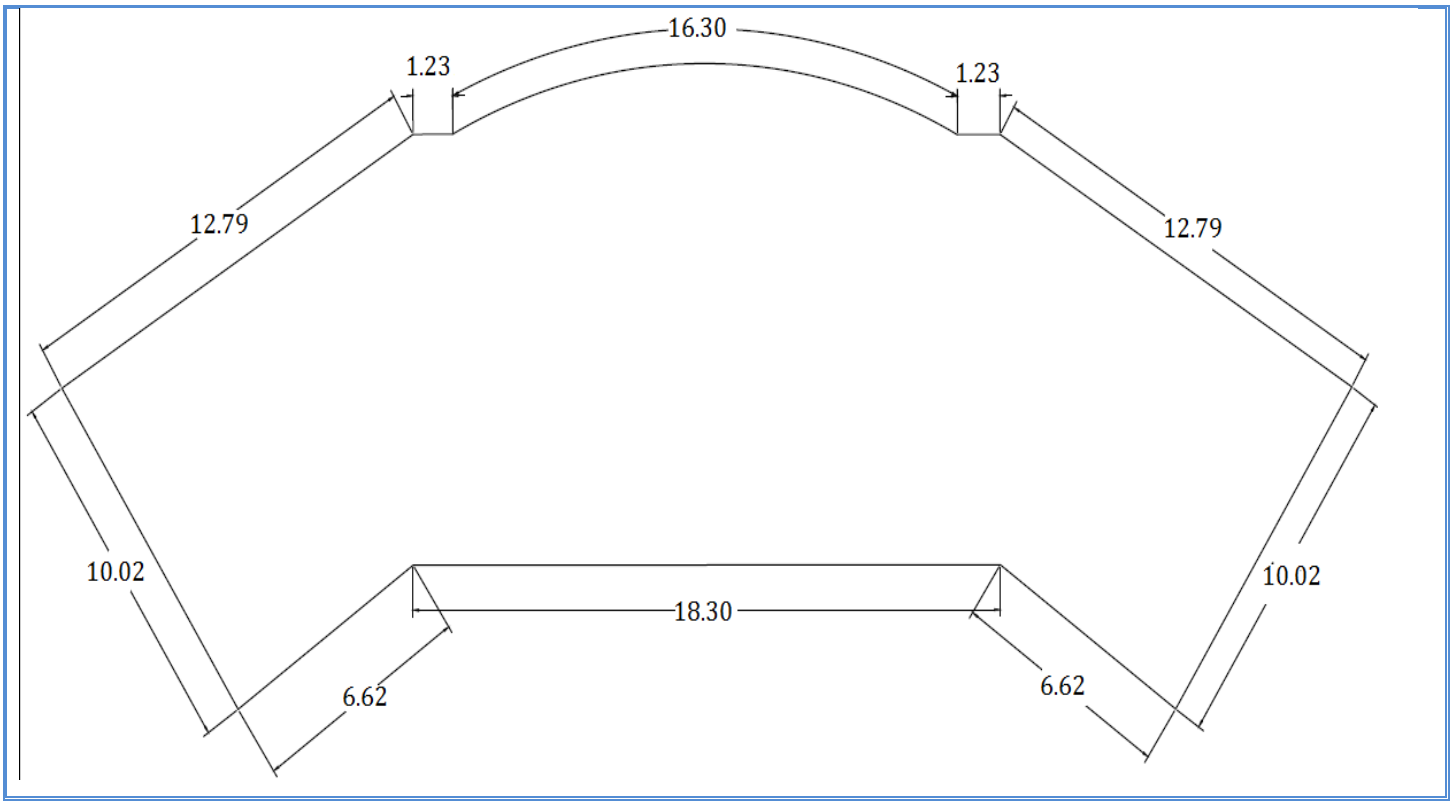


Figure.I.1. Schéma pressenti la forme de structure.

I.2.3. Données architecturales :

- Plan de R.D.C.
- Plan d'étage courant.

I.2.4.Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 21.42m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.5. Structure :

Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

- **Planchers :**

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour le (**R.D.C**) et les étages courants ;

b. Planches à dalle pleine pour les dalles irrégulier les consoles et les dalles des escaliers.

- **Acrotère :**

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs Extérieurs :** ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (e_p total = 25 cm).
- **Les murs Intérieurs :** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- **Escaliers :**

Pour notre bâtiment on a un type d'escalier :

- Un escalier de (02) volées.

- **Revêtements :**

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

- **Infrastructure :**

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.3.Caractéristiques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/$m^{2,}$ donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Et une résistance à la traction f_{t28}=2,1 MPa

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « fc_j » :[Art A2.1.1.1[CBA]

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Po-+ur les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28}$ *Si* f_{cj}*<40 MPa.*
- $f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28}$ *Si* f_{cj}*>40 MPA.*

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Tableau.I.1. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90jours.

fc_{28} *(MPA)*	*16,00*	*20,00*	*22,00*	*25,00*	*30,00*	*35,00*	*40,00*
7j (MPA)	*10,60*	*13,20*	*14,60*	*16,50*	*19,90*	*23,20*	*26,50*
14j (MPA)	*13,70*	*17,60*	*18,80*	*21,40*	*25,60*	*29,60*	*34,20*
90j (MPA)	*17,60*	*22,00*	*24,20*	*27,50*	*33,00*	*38,50*	*44,00*

Le cas de notre construction fc28 égale à 25 MPA.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :[Art A2.1.1.2[CBA]

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par f_{tj}est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6+0,06 f_{cj} (f_{t28}=**2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal G est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0,2\ à\ l'ELS. \\ 0\ à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{I28}=32164,195 MPa. [Art A2.1.2.1.[CBA].

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721,40 MPa. [Art A2.1.2.1.[CBA].

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. Contraintes limites :

5.1. Contrainte de cisaillement :[Art A4.3.4.1.[CBA]

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 MPa) Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2,5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

  τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 MPa) Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3,25 MPa.

5.2. Contrainte déformation :

- **Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :**

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$\sigma_{bc} = \frac{0,85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficient\ de\ sécurité \begin{cases} 1,5\ situation\ durable \\ 1,15\ situation\ accidentelle. \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- **Contraint limite à l'ELS :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.fc_{28}(σ_{bc} =15MPa) [selon[BAEL91].

5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f_{(\xi)}$):

❖ **Diagramme Parabole – Rectangle :**

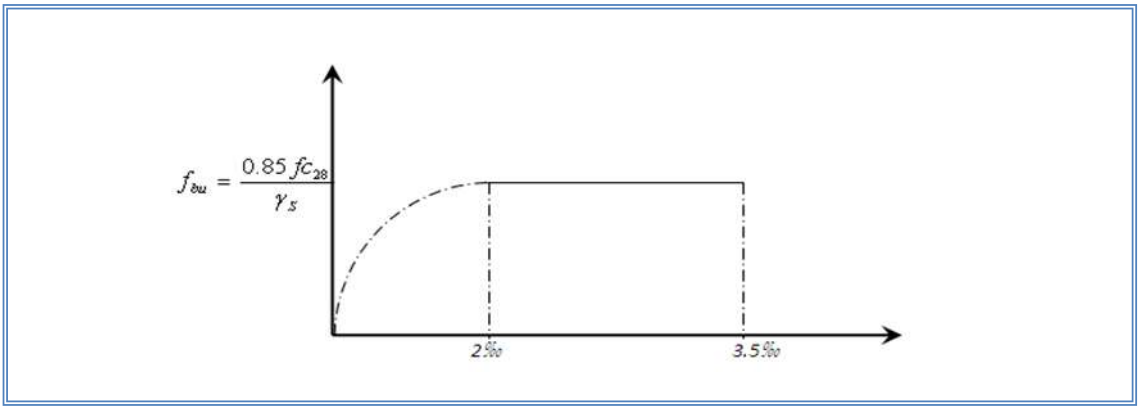


Figure.I.2. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.
- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc}: Déformation du béton en compression.

❖ **Diagramme Rectangulaire :**

- **Cas d'emploi** :

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par lafigure .I.8.

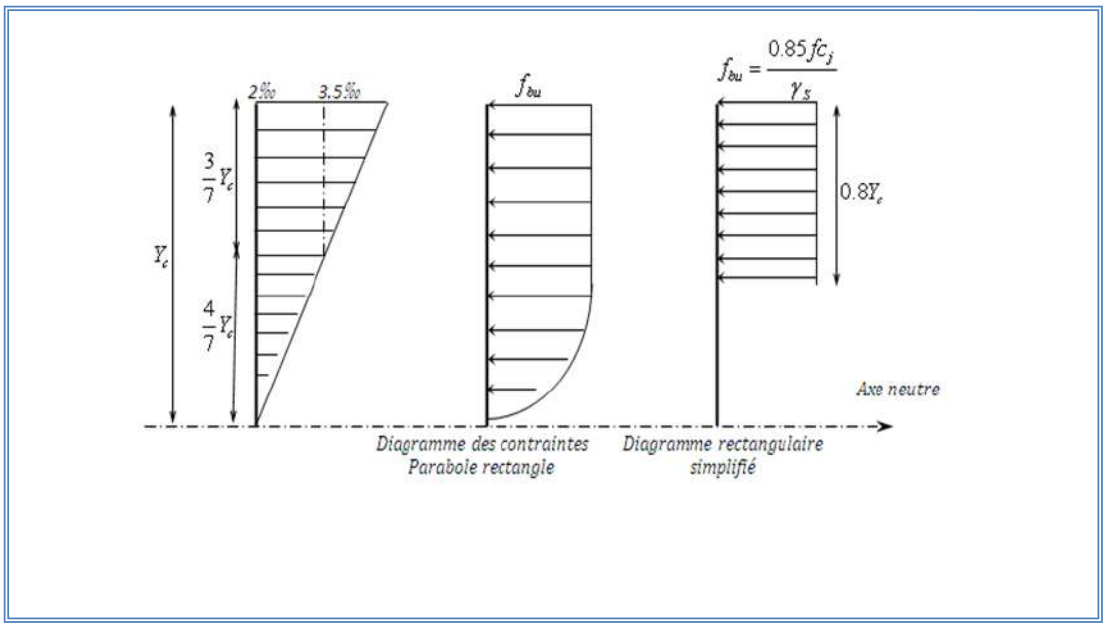


Figure.I.3. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	*Nuances*	*Fe (MPA)*	*Diamètre (mm)*	*Utilisation*
Rond lisse	*FeE235*	*235*	$\phi 6 \text{ et } \phi 8$	*Armatures transversales*
Acier HA	*FeE400*	*400*	*H≥8*	*Armatures transversales et longitudinales*
Treillis soudés	*TLE520*	*520*	$0 \leq \phi \leq 6$	*Table de compression*

2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé $E_s=2.10^5$MPa

2.3. Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **Diagramme contraintes- déformations :**

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

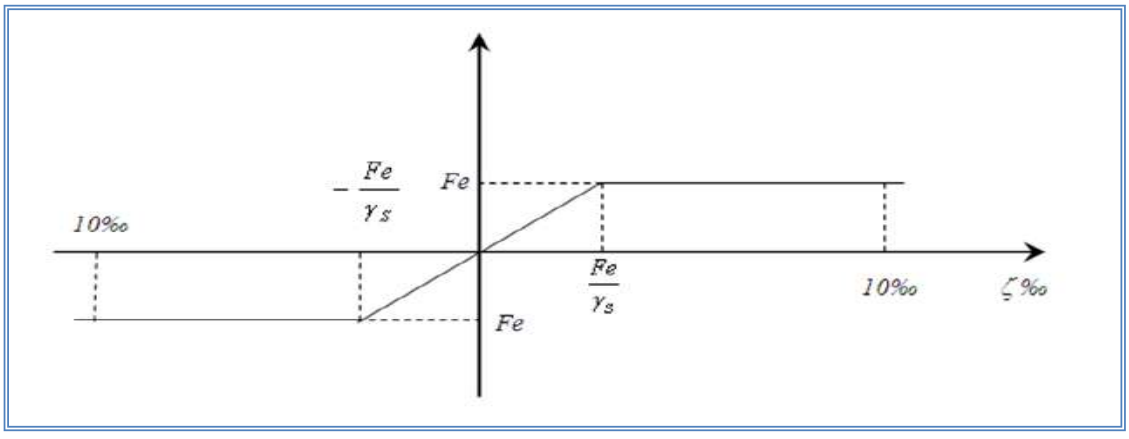


Figure.I.4. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers**.**

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;

- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_S : coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,15 \text{ situation durable.} \\ 1,00 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois casengendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$=Min [2 f / 3;110.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$][MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s}$=Min[f/ 2;90.$\sqrt{\eta . f_{tj}}$][MPa]

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1,60 \text{ pour les armatures à haute adhérance.} \end{cases}$$

Chapitre II

Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- 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 est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

- $\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4.00 m

- $\frac{400}{20} \geq h_t \geq \frac{400}{25}$ $\Rightarrow 20.00\ cm \geq ht \geq 16.00\ cm.$
- et $h_t \geq \frac{400}{22,5}$ $\Rightarrow ht \geq 17.78\ cm.$

On choisit : ht = **20 cm** on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(16+4)**

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

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

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

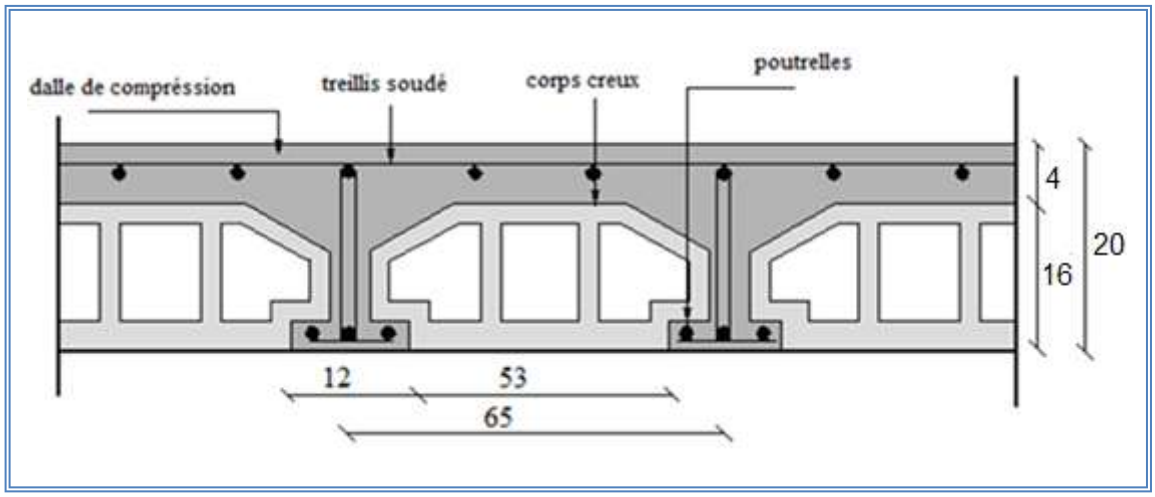


Figure.II.1. Schéma du plancher.

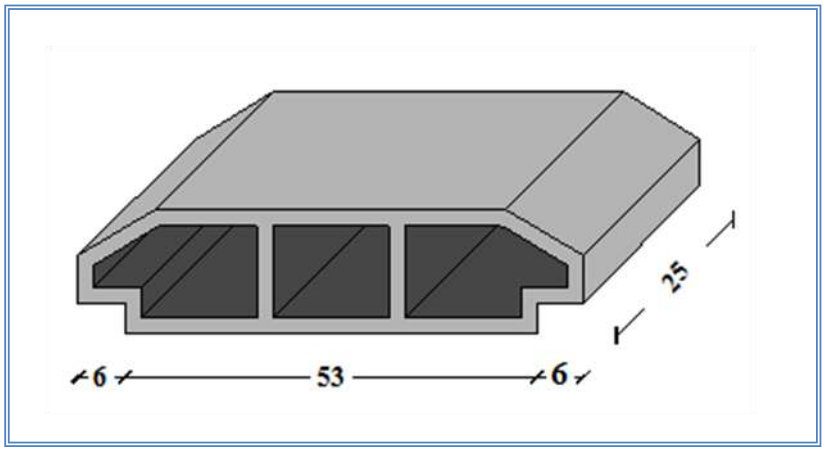


Figure.II.2.Dimensions du corps creux.

II.2.2.Les dalles pleines:

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

❖ ***Critère de résistance:***

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

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

$(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$;

L = 4.35 m → 9.55cm ≤ep≤10.75 cm

❖ ***Sécurité contre l'incendie*:**

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

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

❖ ***Critère d'isolation acoustique:***

e_p = 15 cm.

❖ ***Condition de la flèche:***

- Si L ≤ 5 m⇒f≤ L/500
- Si L> 5m ⇒f ≤ (L/1000) + 0,5 cm

❖ ***Conclusion:***

Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de **15 cm**.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau.II.1. charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
-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
			Total	1,62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau.II.2. charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	2*0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2*0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
5	Enduit en plâtre	0,01	10	2*0,10
			Total	2,72

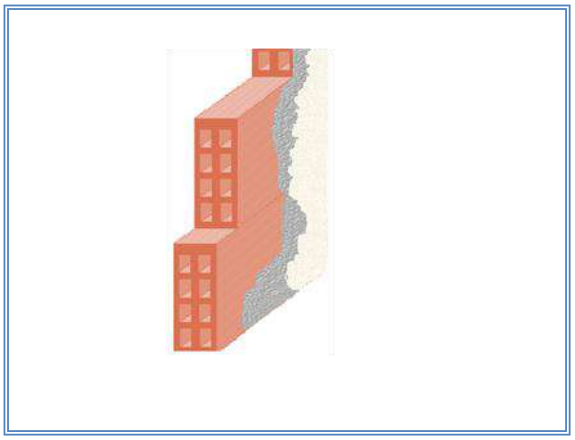


Figure.II.3. Mur simple cloison.

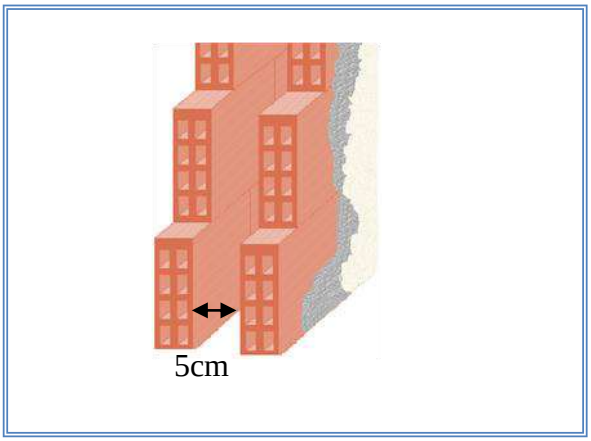


Figure.II.4. Mur double cloison.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		Total	6,60

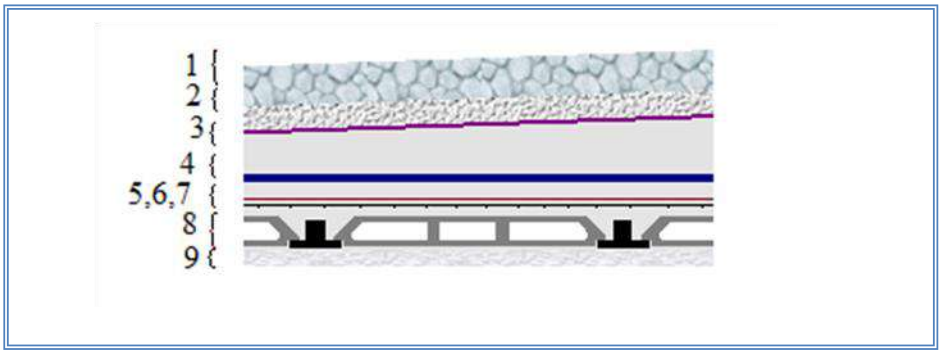


Figure.II.5.Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher étage.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,03	0,54
-4-	Cloisons	0.10	1,62
-5-	Plancher en corps creux (16 + 4)	0,21	2,80
-6-	Enduit en ciment	0,02	0,20
		Total	G = 6,00

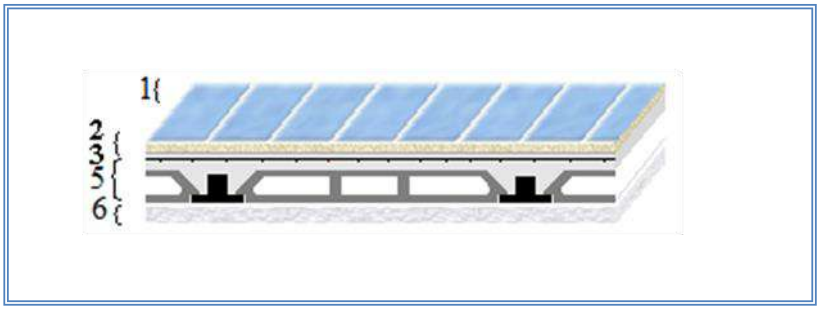


Figure.II.6.Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation :**Q=1,5KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine de la terrasse :

II .3.4.a. Charges permanentes :

Tableau.II.5. Charge permanente due aux dalles pleines de la terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
		Total	G = 7,71



Figure.II.7. dalle pleine de la terrasse.

II .3.4.b. Charges d'exploitation : Q = 1 KN/m².

II.3.5.Dalle pleine de l'étage :

II .3.5.a. Charges permanentes :

Tableau.II.6. Charge permanente due à la dalle pleine d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49

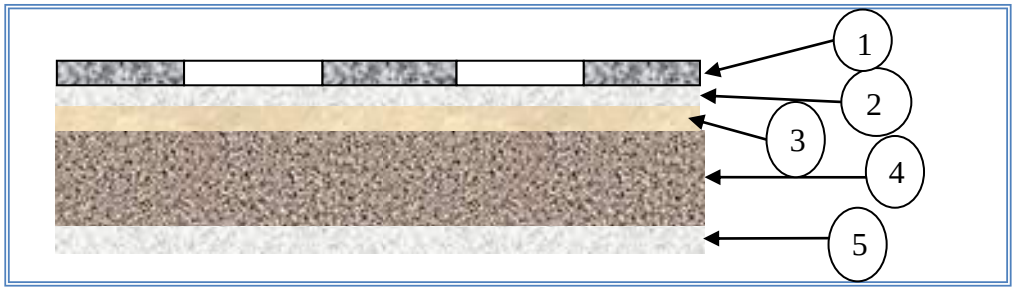


Figure.II.8. dalle pleine d'un étage courant.

II .3.5.b. Charges d'exploitation : Q = 1.5 KN/m².

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

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

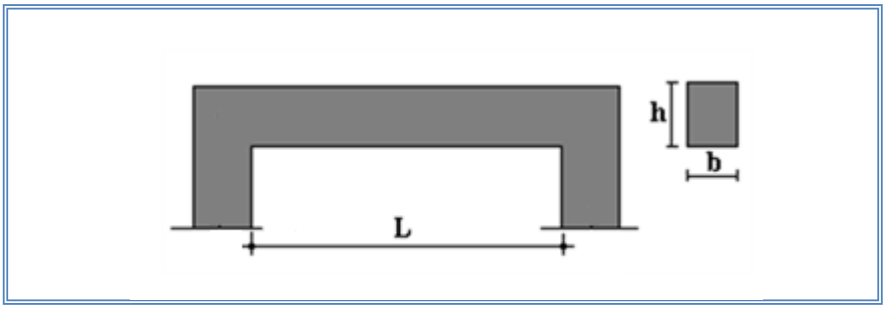


Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

Tableau.II.7. prédimensionnement des poutres.

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4,55 m ⇒30.33 cm ≤ h ≤ 45.5cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.00 m ⇒26.66cm ≤ h ≤40cm on adopte h = 30 cm ⇒9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.66 ≤ 4	h=30cm≥25cm b=25 cm ≥ 20cm h/b=1.2≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.076) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.075) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35 cm ; b = 30 cm	h = 30 cm ; b = 25 cm

II.4.1. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×35) et (25×30) cm^2 respectivement.

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de prédimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.1. Choix du le poteau le plus sollicité :

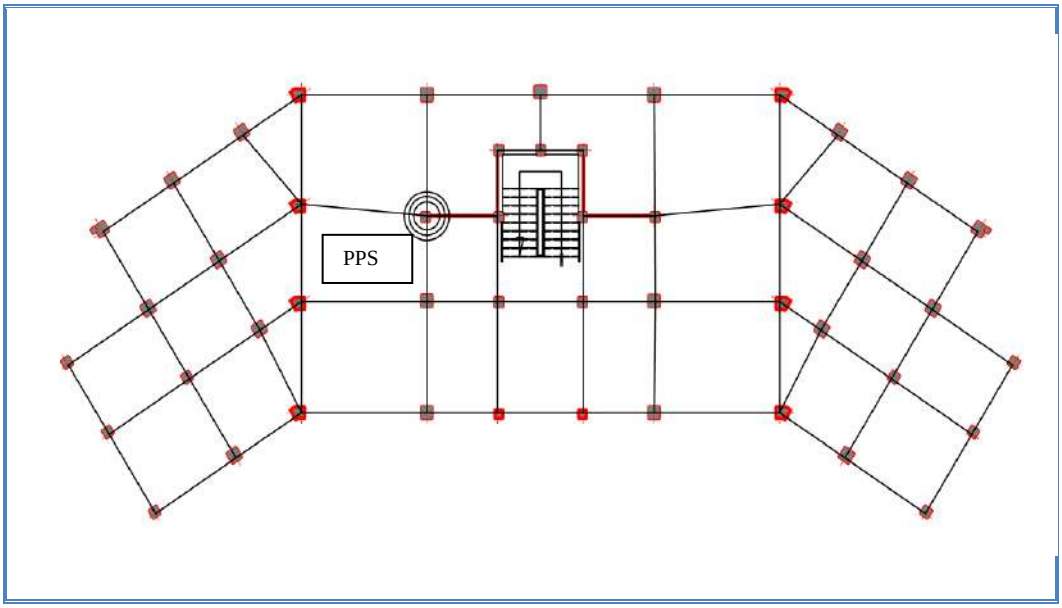


Figure.II.10.Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm$: *zone III*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poteaux.

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

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- ❖ $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Avec : L_0 =3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

Tableau.II.9. Détermination de la longueur de flambement.

L'Etage	Section	*Lf*= (0.7L0)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
6eme étage	0.30x0.30	2,142	0,0866	24,733
5eme étage	0.30x0.30	2,142	0,0866	24,733
4eme étage	0.35x0.35	2,142	0,101	21,200
3emeétage	0.35x0.35	2,142	0,101	21,200
2emeétage	0.45x0.45	2,142	0,115	18,550
1er étage	0.45x0.45	2,142	0,115	18,550
RDC	0.45x0.45	2,142	0,129	16,489

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; avec : ***Br***= (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ pour} \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ (sectionrectangulaire)}$$

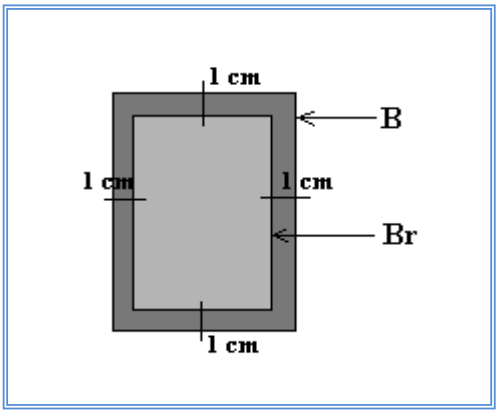


Figure.II.11.Section réduite du poteau.

Tableau.II.10. Calcule de $\overline{N}$.

Etage	dimension	λ	Br (mm²)	As (mm²)	α	$\overline{N}$ (kN)
le 6eme étage	30x30	24,733	78400	90	0,772	1146,201
le 5eme étage	30x30	24,733	78400	90	0,772	1146,201
le 4eme étage	35x35	21,200	108900	122,5	0,791	1630,721
le 3eme étage	35x35	21,200	108900	122,5	0,791	1630,721
le 2eme étage	40x40	18,550	144400	160	0,804	2196,845
le 1er étage	40x40	18,550	144400	160	0,804	2196,845
RDC	45x45	16,489	184900	202,5	0,813	2844,082

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

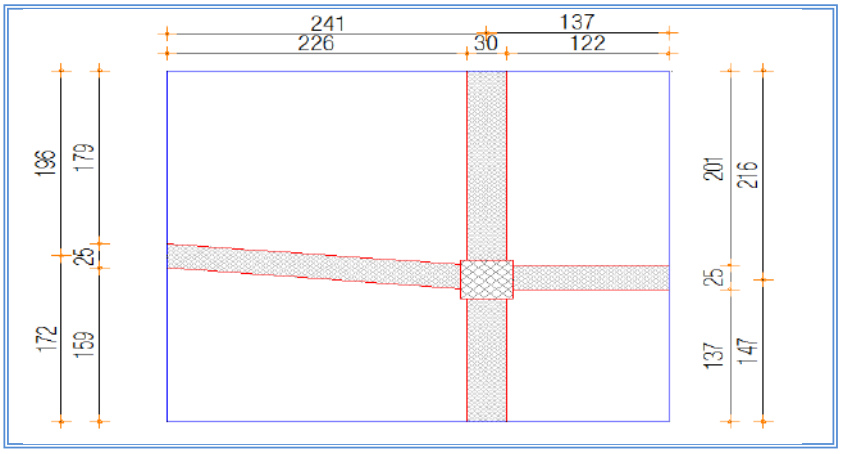


Figure.II.12. Représentation du poteau le plus sollicité.

- Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= (2.01 x 1.22) + (1.22 x 1.325)+[(6.715) x (2.26/2)] $\Rightarrow$ **S_p=11.66m^2**

- Surface totale:

S_t=3.635 x3.780 $\Longrightarrow$ **St=13.74m^2**

II.5.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges Permanente:

Tableau.II.11. Tableau des charges permanentes.

Etage	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
le 4eme étage	76,933	6,885	12,600	8,062	104,481	104,481
le 4eme étage	69,939	6,885	12,600	8,062	97,487	201,968
le 4eme étage	69,939	9,371	12,600	8,062	99,973	301,942
le 3eme étage	69,939	9,371	12,600	8,062	99,973	401,916
le 2eme étage	69,939	12,240	12,600	8,062	102,842	504,758
le 1er étage	69,939	12,240	12,600	8,062	102,842	607,600
RDC	69,939	15,491	12,600	8,062	106,093	713,694

II.5.6.b.Charges d'exploitation :

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

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

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 5ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 4ème étage : $Q_0+0{,}95(Q_1+Q_2)$

Plancher 3ème étage : $Q_0+0{,}90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 2ème étage : $Q_0+0{,}85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 1ème étage : $Q_0+0{,}80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher du RDC : $Q_0+0{,}75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Tableau.II.12. Détermination des charges d'exploitations.

Etage	q(KN/m²)	Q (KN)		n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}(kN)
le 6eme étage	1	Q0=	13,74	0	/	13,74
le 5eme étage	2,5	Q1=	20,61	1	**1**	34,35
le 4eme étage	2,5	Q2=	20,61	2	**0.95**	52,899
le 3eme étage	2,5	Q3=	20,61	3	0.90	69,387
le 2eme étage	2,5	Q4=	20,61	4	0,85	83,814
le 1ere étage	2,5	Q5=	20,61	5	0,80	96,18
RDC	2,5	Q6=	20,61	6	0,75	106,485

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ [1]

II.5.6.c. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

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

Etage	G_{cum}(KN)	Q_{cum}(kN)	N_U (kN)	$1,1N_U$ (kN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$(KN)
le 6eme étage	104,481	13,74	161,659	177,825	1146,201	Oui
le 5eme étage	201,968	34,35	324,182	356,601	1146,201	Oui
le 4eme étage	301,942	52,899	486,970	535,667	1630,721	Oui
le 3eme étage	401,916	69,387	668,307	735,138	1630,721	Oui
le 2eme étage	504,758	83,814	807,144	887,859	2196,845	Oui
le 1ere étage	607,600	96,180	964,531	1060,984	2196,845	Oui
RDC	713,694	106,485	1123,215	1235,536	2844,082	Oui

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.14. Vérifications du coffrage des poteaux.

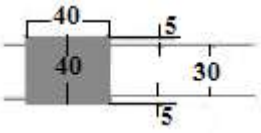
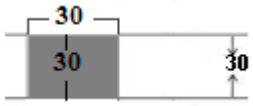
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 25 cm	**Oui**
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =45cm≥ (he/20) = (3,06 –0,30)/20=13.80cm	**Oui**
1/4 ≤ (b/h) ≤ 4	1/4 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	**Oui**

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau.II.15.Vérification aux zones nodales.

	b_{max}(cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	45	45	Oui	5	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

II.5.9. Conclusion :

Section des poteaux $(b \times h)cm^2$	*Niveau*
(30×30)	5 ; 6
(35×35)	3 ; 4
(40×40)	1 ; 2
(45×45)	RDC

II.6. prédimensionnement des voiles:

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

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

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

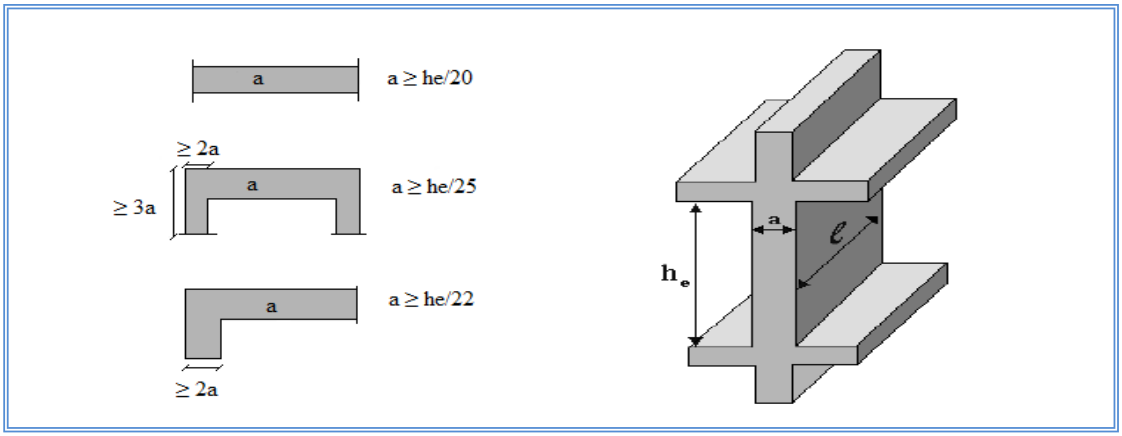


Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D.

Dans notre cas on a :

- he= 3,0.6-0,35=2.71m.
- a ≥MAX(15 cm ; he/25; he/22)

a ≥MAX(15 cm ; 10.84cm;12.31cm)

a ≥15 cm

On adopte : **a=15cm**

Remarque :

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante.

III.1.2. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

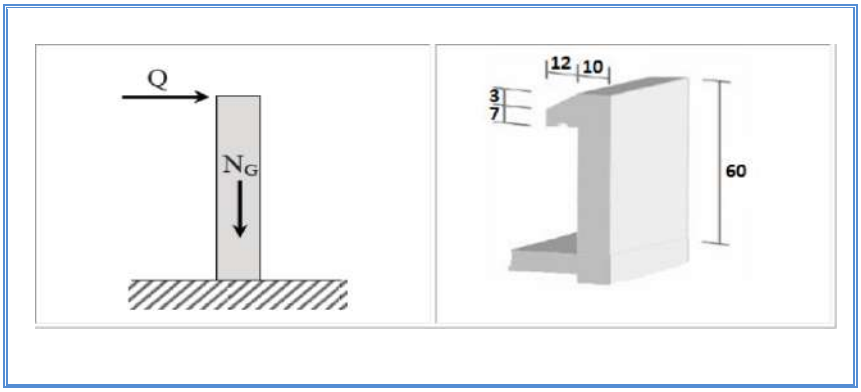


Figure.III.1. L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau.III.1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente	Poids propre :[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts :

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

	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
L'E.L.U	2.3692	0.9	1.5
L'E.L.S	1.755	0.6	1

III.1.5. Calcul de ferraillage à l'état limite ultime :

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

b=100cm	h=60cm	C_1=C_2 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s = 348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.6m	L_f=2L_0=1.2m

Tableau.III.4. Ferraillage de l'acrotère.

M_u (KN.m)	N_u (KN)	e_0 (cm)	section	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)	A_{rep} (cm^2)	A rép choisis (cm^2)
0.9	2.37	37.97	SPC	0.012	0.3	1	4HA8=2.01	0.50	4HA8 =2.01

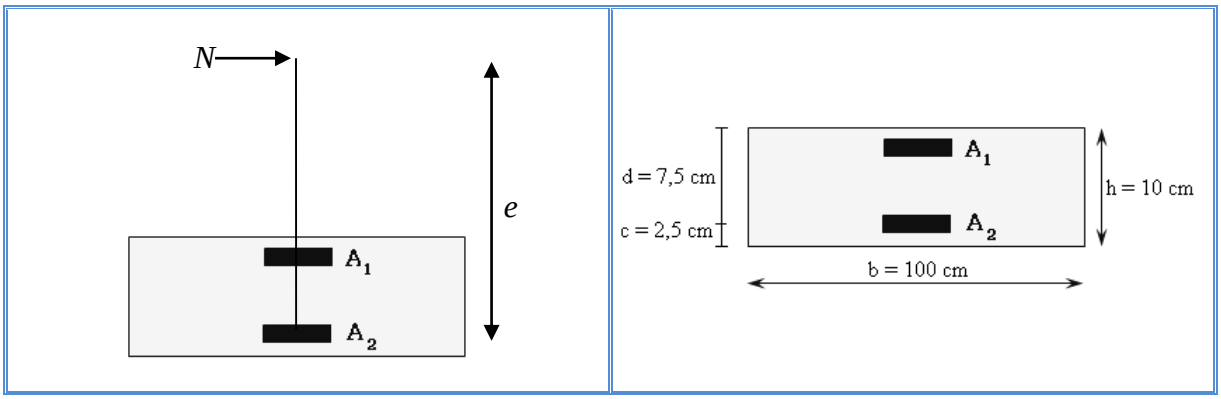


Figure.III.2. Section de B.A à l'ELU.

❖ **Espacement :**

$$S_t = 25cm \leq S_{min} = min\,[3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm$$

$$S_{rép} = 15\ cm \leq S_{min} = min\,[4h = 40\ cm\ ;\ 40\ cm] = 40\ cm.$$

III.1.6. Vérification à l'ELS :

$\overline{\sigma}$ b = 0, 6 fc28 = 15 MPa

$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa\ , 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63MPa\right]$=201.63MPa

Tableau.III.5. *Vérification à l'U.L.S.*

M_s (KN.m)	N_s (KN)	e_0 (cm)	section	A (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
0.6	1.755	34.19	SPC	2.01	2.02	0.909	36.99	Vérifiée	Vérifiée

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU.

III.1.7. Vérification de l'effort tranchant :[CBA]

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1,5.10^3}{1000.75} = 0,02 \text{ MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$\overline{\tau_u} = 0,07.25 / 1,5 = 1,667$ MPa

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme : [RPA]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2 , zone II_a)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0,25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1,825 KN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0.8 \times 1,825 = 1,460 \text{ KN}$$

$F_p = 1,460 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN}$ .....(condition vérifier)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

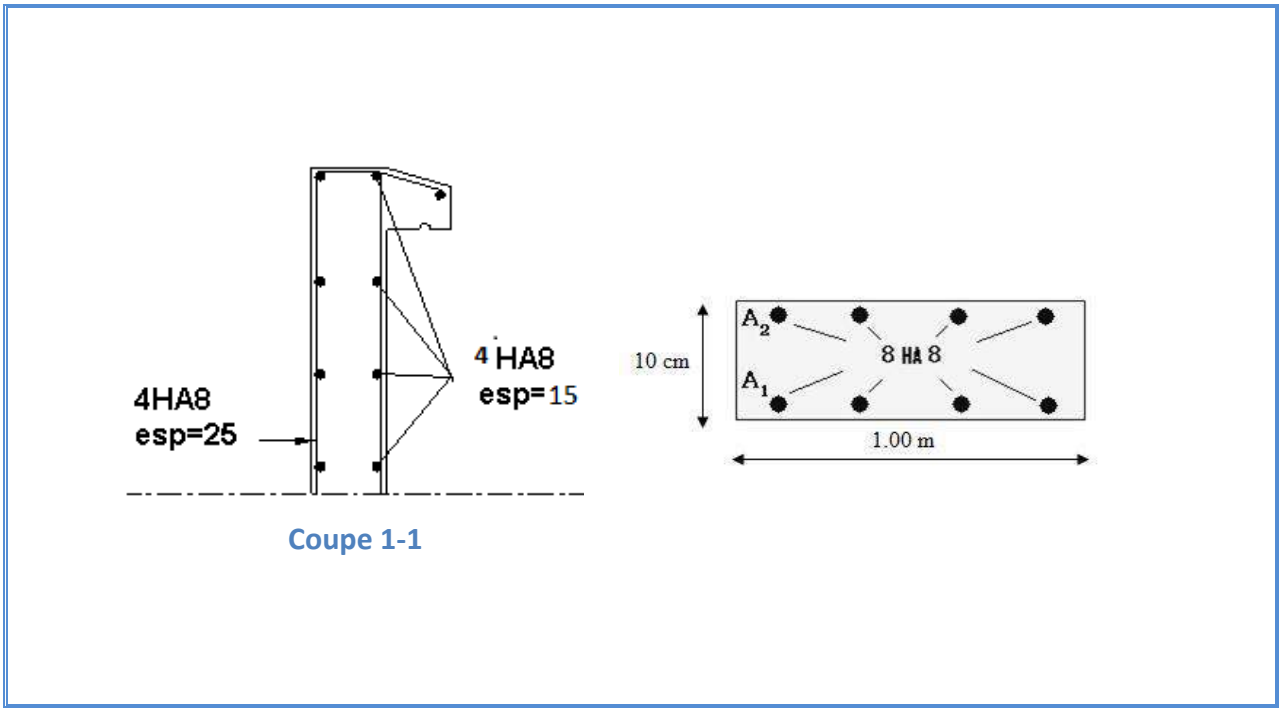


Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, 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.2.1.La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 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 : $a_1 \leq 20$ cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
  - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \dfrac{200}{fe} & si \quad L \leq 50\,cm \\ A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4L}{Fe} & si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

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

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (\text{L=65cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25 cm^2/ml .$$

On choisira : $A_{\perp}$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

$A_{//}$= 4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

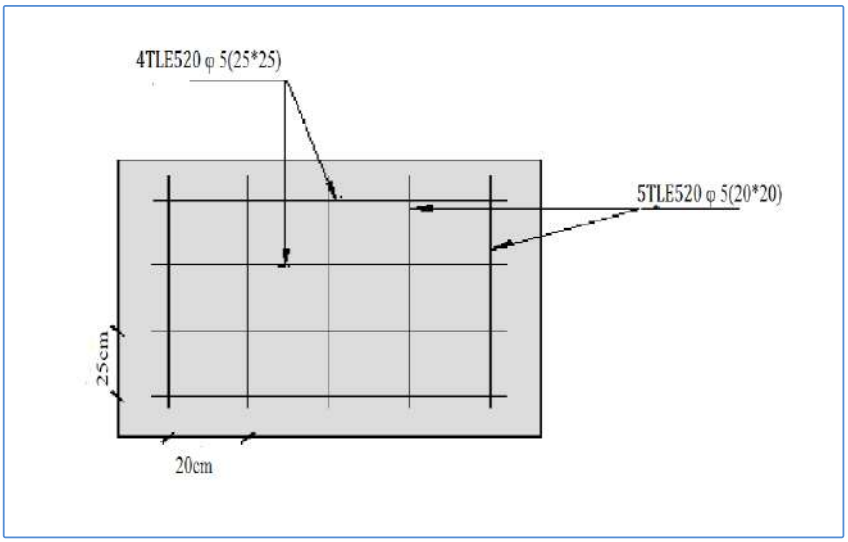


Figure.III.4. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des 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

a. Calcul avant coulage :

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

- ✓ **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation** :

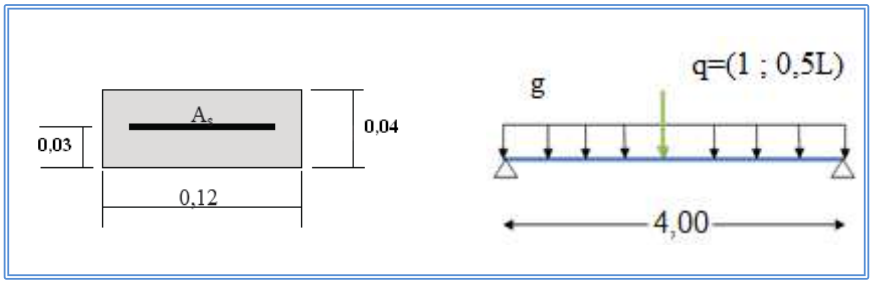


Figure.III.5. Schéma statique de la poutrelle.

Tableau.III.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
4,00	2,00	0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

✓ **Calcul des moments :**

Tableau.III.7. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}54 KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2\,KN.m$
$Mu=1{,}35M_G+1{,}5M_Q=5{,}079$ KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5{,}079 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 20^2} = 7{,}452 \gg \mu_l = 0{,}392$$

μ= 7,452>μ_l = 0,392 => $A_s \neq 0$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

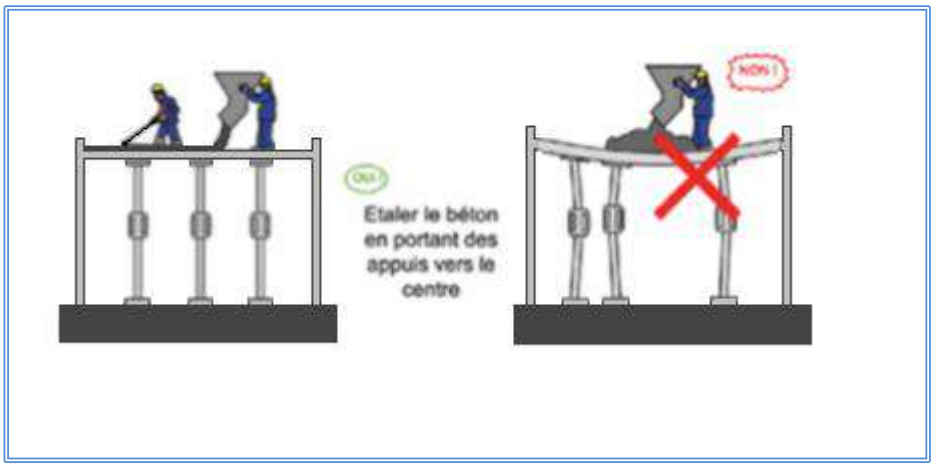


Figure.III.6. Choix de disposition desétaiements.

❖ **Calcul des étaiements :**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

-Pour un seul étaiement au milieu

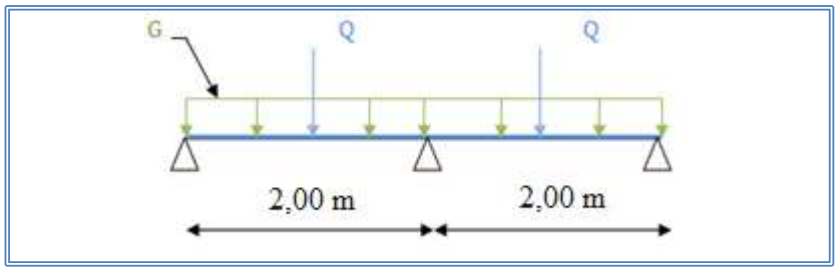


Figure.III.7. Travée avec un seul étaiement au milieu.

L=2m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1KN] = 1 (KN)

$f = \frac{5*(1.35G)*l^4}{384*E*I} + \frac{2.05*(1.5Q)*l^3}{48*E*I}$ pour la poutre continue

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

f=5,15mm>$\bar{f} = 4mm$ CNV

- On ajoute un autre étaiement.

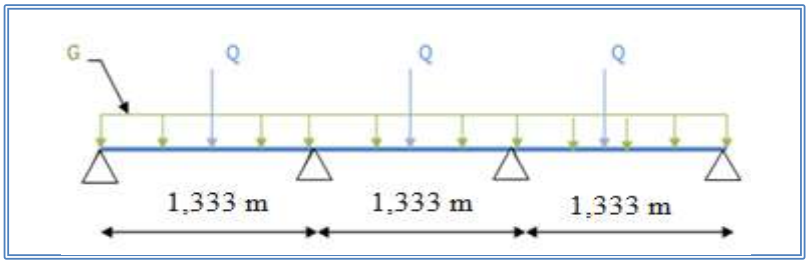


Figure.III.8. Travée avec deux étais espacés de 1,33 m.

L=1,333m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,665KN] = 1 (KN)

f=3.01mm>$\bar{f} = 2.66mm$ CNV

- On ajoute un autre étaiement.

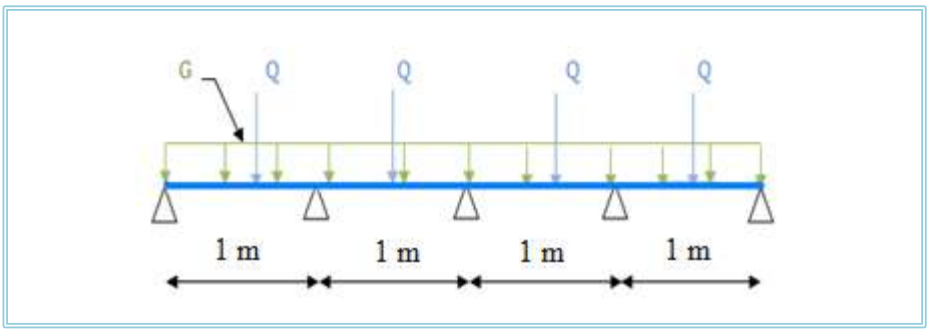


Figure.III.9. Travée avec trois étais espacés de 1.00m.

L=1 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,5 KN] = 1 (KN)

f=1.6mm>$\bar{f} = 2mm$ CV

- On ajoute un autre étaiement :

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de **1m** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

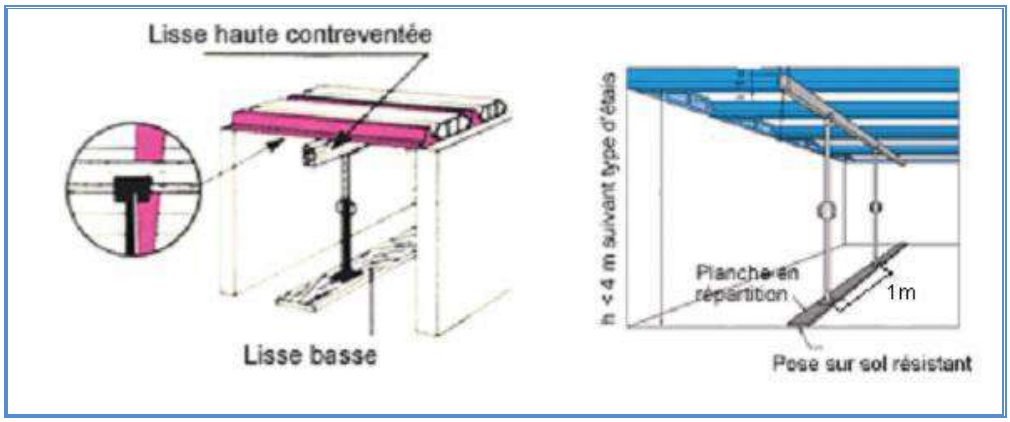


Figure.III.10. schéma statique des poutrelles.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a calculé un type de poutre continues c'est :

- Poutrelle à 3 travées.

b.1. Méthode de calcul des poutres :

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$
Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ **Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.
M_w : moment à l'appui de gauche.
M_e : moment à l'appui de droite.
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}(1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.

- $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

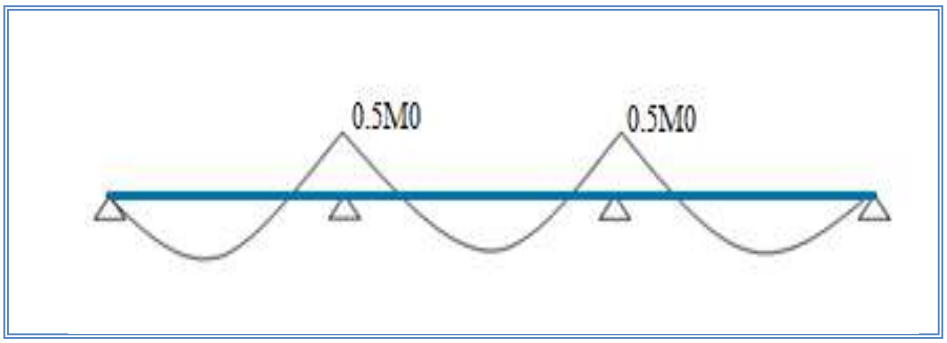


Figure.III.11. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

1) M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments M_w et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0{,}2\ M_0$).

5) l'effort tranchant est égale :

$T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)$

$T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)$

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

$M_t=0{,}85\ M_0$

$M_a=M_b=-0{,}5\ M_0$

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases}2.G \\ 5\ KN/m^2\end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Forfaitaire :

Tableau.III.8. Méthode de Forfaitaire.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$	
Moment en travée M_t	Max(1,05M0 ; (1+0,3α)M0)	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : 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.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.9. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m²	Q KN/m²	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,60×0,65 = 4,29	1×0,65 = 0,650	6,766	4,940
Plancher courant	6,00×0,65 = 3,90	1,5×0,65=1,625	6,727	4,875

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

✓ **poutrelles à trois travées :**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_w(KN)	T_e (KN)
A – B	15,639	10,947	3,127	7,819	13,456	15,639
B – C	7,360	4,048	3,680	3,680	9,980	9,980
C – D	13,196	9,237	6,598	2,639	14,366	12,361

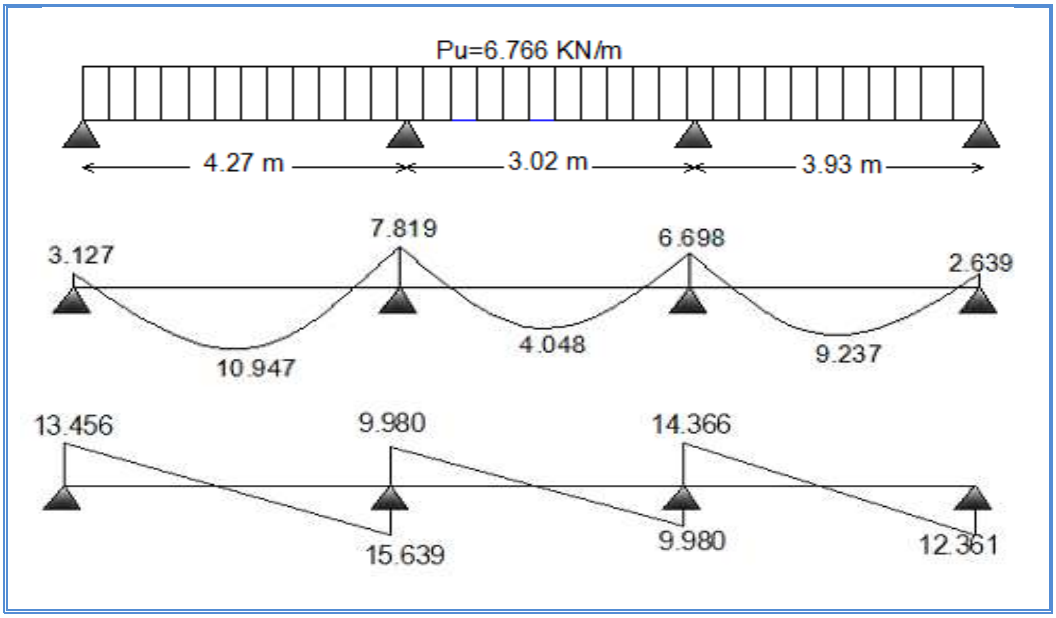


Figure.III.12. Diagramme des moments et des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Tableau.III.11. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
A – B	11,417	7,992	2,283	5,708
B – C	5,373	2,955	2,686	2,686
C – D	9,634	6,744	4,817	1,926

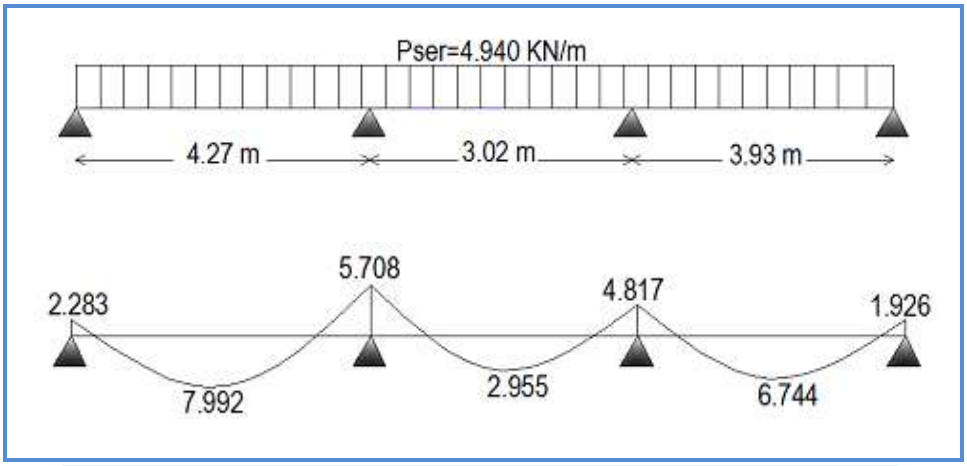


Figure.III.13. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.5.Récapitulations :

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

Tableau.III.12.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	7,819	10,947	15,639	5,708	7,992
référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h_0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σ_b= 14,2 MPa
- σ_s= 348 MPa

Figure. III.14. Section de béton des poutrelles.

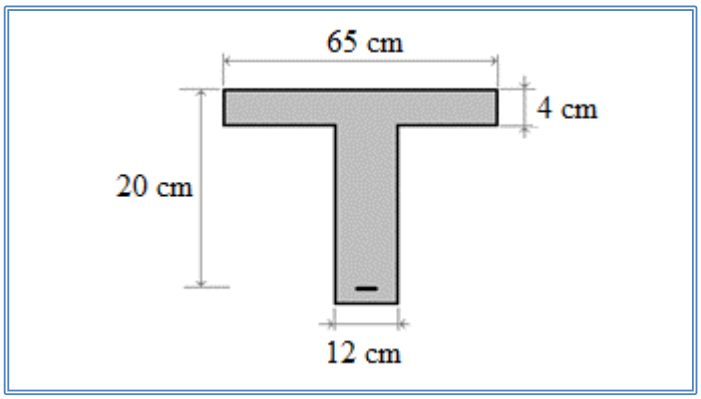


Tableau.III.13. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	10,947	7,819
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=(65.0,04.14,2).10^6.(0,18-0,12/2).10^{-3}=44,304$(KN.m)	
		$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,036	0,026
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,982	0,987
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2,32	1,49
	A_{min} (cm^2)	1,3	0,24
	Le choix	3HA10=2,35	2HA10=1,57

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	7.992	5.708
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	3,910	3,319
	I_G (cm^4)	10883,747	7452,337
	K (N/mm^3)	73,430	76.593
	σ_b (MPa)	2,871	2,542
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion : les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2,35	A_a=2HA10=1,57

***b.* Calcul des armatures transversales :**

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- **Espacement :**

$S_t \leq min[0.9\,d\,,40\,cm] = 16{,}2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$ **(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55\ cm$ **,** on adopt: **S_t = 16cm**.

On doit vérifier les deux relations suivantes **:** $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}7092 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0{,}0003$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4\times12\times16}{400} = 0{,}19cm^2$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}19cm^2$ (C.V)

Tableau.III.15. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	espacement
2φ6	16cm

III.2.7.Vérifications :

a. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{17.802\times10^3}{120\times180} = 0{,}824\text{MPa}$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\ ;5\text{MPa}\right] = 3{,}33\ \text{MPa}$

$\tau_u = 0{,}824\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\text{MPa}$ (c.v)

b. vérification de la flèche :

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

Tableau.III.16. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/4,00 = 0,050$ $M_t/(15.M_0) = 10.947/(15\times15.639) = 0,046$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times18) = 0,010$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches ;

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

M_{ser} =7.992 kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12*18}$ =0, 0109

ρ = 1,09 % ⇒β_1 = 0,856 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =220,719MPa

$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05\cdot 2,1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0,0109}$ =3,763

λ_v=2/5 λ_i=1,505

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75\cdot 2,1}{4\cdot 0,0109\cdot 220,719 + 2,1} \Rightarrow$ μ=0,766

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7,101\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 20021,059\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 5667{,}305\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 10222{,}406\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}195$ MPa; $E_v = 1/3\ E_i = 10721{,}398$ MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{7{,}992\times 4^2\times 10^8}{10.(32164{,}195\times 5667{,}305)} \Rightarrow f_i = 9.98\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{6{,}618\times 4^2\times 10^8}{10.(10721{,}398\times 11231{,}482)} \Rightarrow f_v = 16.60\text{ mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 8{,}793773214 - 5{,}083800639 = 6.62$mm.

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq F_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{1000} + 0{,}5cm = \frac{400}{1000} + 0{,}5cm = 8$ mm

Donc: $\Delta f_t = 6.62$ mm $< f_{Limite} = 9$ mm

Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ%	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.992	2,35	7,101	1,09	0,856	220,719	0,766	3,763	1,505
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20021,059	5667,305	10222,406	4,00	9.984	16.602	6.620	8	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

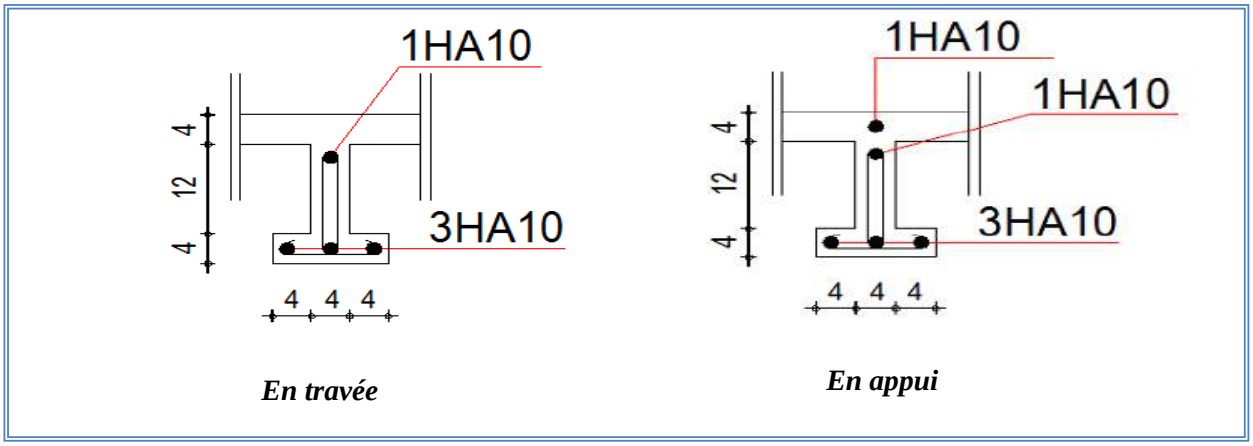


Figure.III.15. Ferraillage des poutrelles.

III.3. Calcul des dalles pleines :

III.3.1. Introduction :

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Dans notre calcul on prendra 3 types :

- Type 1 : dalle pleine rectangulaires encastrée sur 4 côtés de (2.50*3.18) m²
- Type2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 côtés de (1.40*3.95) m²
- Type 3 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur c/2 côtés de (1.27*2.61) m²

On va étudier le premier cas par la méthode forfaitaire et les deux derniers cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

- **Calcul des actions :**

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.18. Les actions sur les dalles.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.65	3.5	15.577
ELS			11.15

- **Détermination de l'épaisseur :**

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II)

On adopte : e_p **=15 cm**

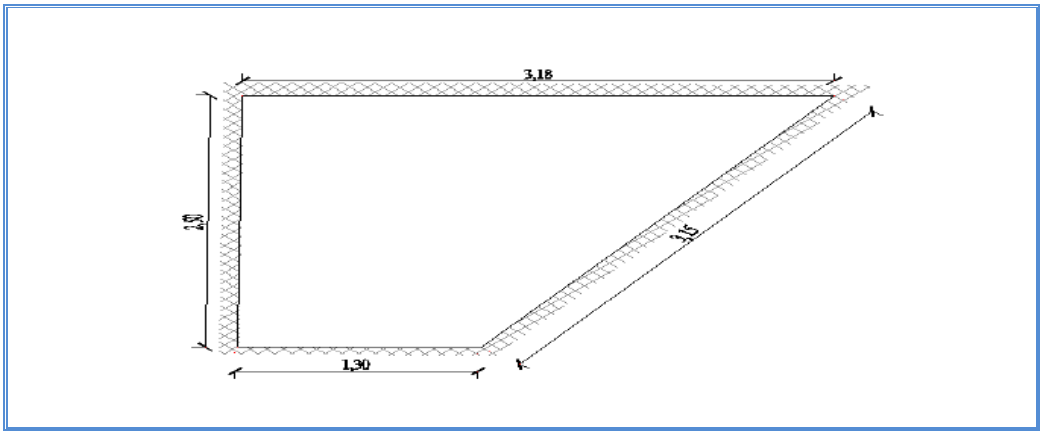


Figure.III.16. Dalle pleine avec quatre appuis.

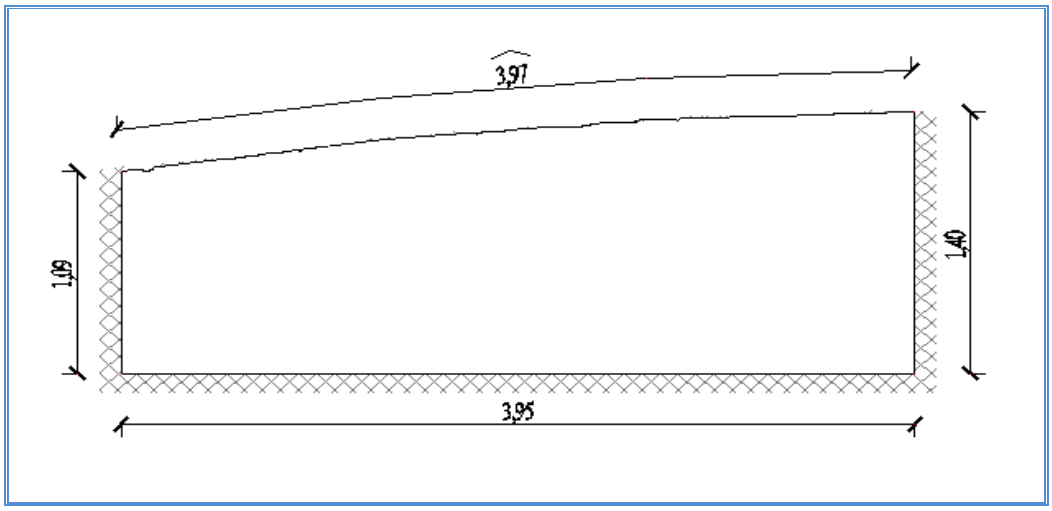


Figure.III.17. Dalle pleine avec trois appuis.

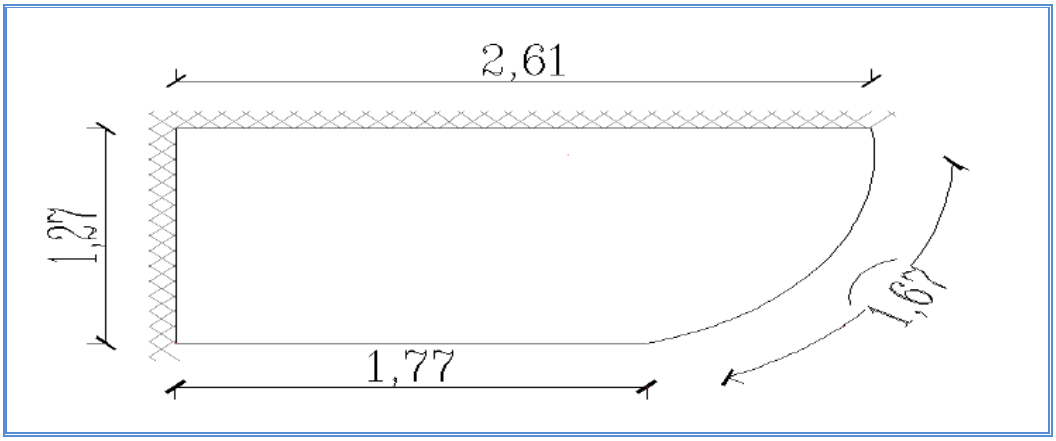


Figure.III.18.dalle pleine avec deux appuis.

III.3.2. Calcul du 1er type par la méthode forfaitaire :

- ✓ Q< min (2*G ; 5 kN/m²)=5 kN/m² (C.V)
- ✓ Un panneau rectangulaire (C.V)
- ✓ Une charge uniformément repartie(C.V)

⇒ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.50}{3.18} = 0.78 \ On\ a\ 0.4 < \rho < 1$ ⇒ La dalle travaille suivant les deux directions.

Donc le coefficient $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)}$ et $\mu_y = \rho^2[1 - 0.95(1 - \rho^2)] \geq \frac{1}{4}$

μ_x=0.058 et μ_x=0.382≥ $\frac{1}{4}$ CV

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x P l^2_x = 9.136 KN.m \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 3.489 KN.m \end{cases}$$

III.3.3. Calcul du la 2eme et la 3eme type par la méthode du linge de rupture :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

T_{ext} = P. f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

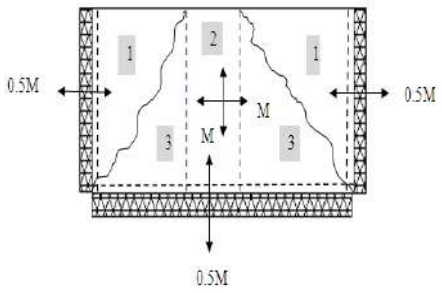
Avec :

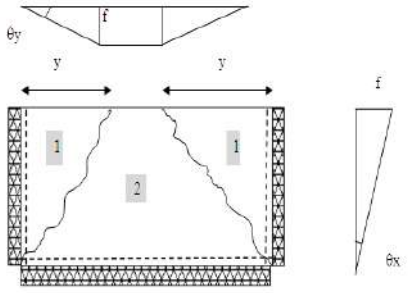
- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.3.3.2.Calcul du 2eme type de la dalle :

Tableau III.19. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 2.





ELU :

Tableau III.20. Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	2 0.70 y	f/3	7,269.f.y
2	5.53-2.80 y	f/2	(43.070-21.807 y).f
3	2 0.70 y	f/3	7,269.f.y
		∑	(43.070-7.269 y).f

Tableau III.21. Les valeurs du travail interne.

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	2 M	1.40	f/y	2,80.M.f/y
	-	2 0,5M	1.40	f/y	1,40.M.f/y
2	+	M	2y	f/1.40	1,428.M.f.y
	-	0,5M	3.95	f/1.40	1,410.M.f
				∑	$(\frac{4.20}{y}$+1.428 y+1.410).M.f

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(43.070-7.269 y).f = $(\frac{4.20}{y}$+1.428 y+1.410).M.f ⇒ M = $\frac{43.070-7.269\,y}{\frac{4.20}{y}+1.428\,y+1.410}$

$\frac{dM}{dy}$ = 0 et 0 < y ≤ 1.975 (m)

⇒ y=1.752 m ⇒ M=4.779 (KN.m)

III.3.3.3.Calcul du 3ème type des dalles :

Tableau III.22. Les différentes étapes de calcul sur la dalle de type 3.

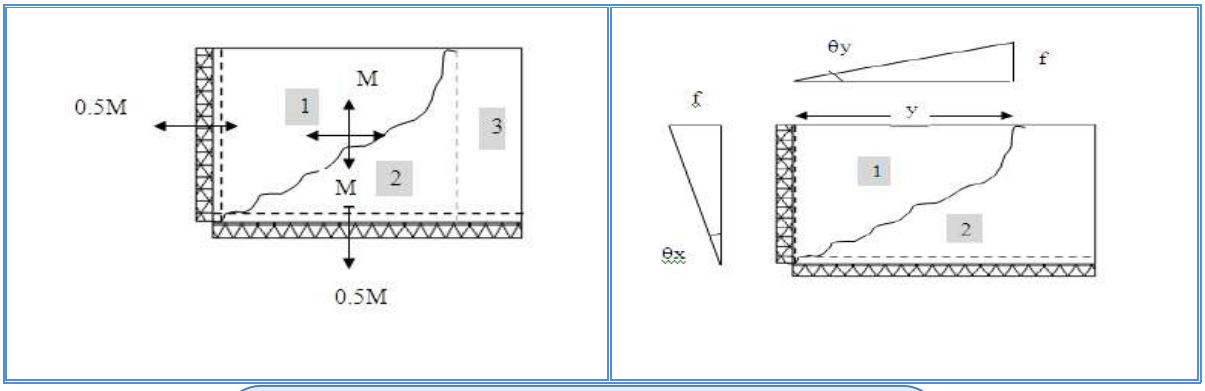


Tableau III.23. Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0.635 y	f/3	3.297.f.y
2	0.635 y	f/3	3.297.f.y
3	3.314-1.27 y	f/2	(25.811-9.891 y).f
		∑	(25.811-3.297 y).f

Tableau III.24. Les valeurs du travail interne.

éléments		moment de rupture M	longueur L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.27	f/y	1,27.M.f/y
	-	0,5M	1.27	f/y	0,635.M.f/y
2	+	M	y	f/1.27	0,787.M.f.y
	-	0,5M	y	f/1.27	0,393.M.f.y
				∑	$(\frac{1.905}{y}$+1.180 y).M..f

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(28.811-3.290 y).f = $(\frac{1.905}{y}$+1.180 y).M.f ⇒ M = $\frac{25.811-3.290\,y}{\frac{1.905}{y}+1.180\,y}$

$\frac{dM}{dy} = 0$ et $0 < y \leq 2.610$ (m)

$\Rightarrow$ y=1.3214 m $\Rightarrow$ M=3.474 (KN.m)

On remarque que le 1er cas est le plus défavorable donc on adobte :

M_u=9.136KN.m $\begin{cases} M_{ox}=9.136KN.m \\ M_{oy}=3.489KN.m \end{cases}$

M_s=6.859KN.m

III.3.4. Calcul du ferraillage:

Tableau III.25. Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	e=1.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	$\overline{\sigma}s$ = 348 MPa

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

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm, On adopte alors Ø=10 m

Tableau III.26. Calcul des sections de la dalle pleine.

	Mu kN.m	μ	β	A cm^2	Amin cm^2	Achoisi	Afinal cm^2
Travée	9.136	0.038	0.981	2.05	1.5	4HA10	3.14
Appuis	3.489	0.014	0.993	0.77	1.5	4HA10	3.14

III.3.4.1. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

Tableau III.27. Vérification à l'E.L.S.

	Mser kN.m	σb adm (MPa)	y1 (cm)	IG (cm^4)	K (N/cm^3)	σb (MPa)	σb ≤σb adm
travée	6.859	15	3.05	5608.73	12.22	3.74	Oui
appuis	2.724	15	3.57	7545.74	3.60	1.29	Oui

III.3.4.2. Condition d'espacement :

(**Appuis et travée**) :St=25 cm ≤ St adm=min(3h=45cm;33cm)=33cm

- **Armature de répartitions :**

Arep≤Aprincipale /4

Arep=0.785 cm²

ø rep≤ø principal

⟹ Ø rep=8 mm; Arep=3HA8=1.5cm²

(**Appuis et travée**) :St=33.33 cm ≤ St adm=min(4h=60cm;45cm)=45cm

III.3.4.3. Vérification au cisaillement :

T= $\frac{P*Lx}{2}$ =10.125 kN

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{10.125*10^3}{1000*125} = 0.081\ MPa$$,e

$$_t\overline{\tau_u} = \frac{0.07*fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16\ MPa$$

$$\tau u \leq \overline{\tau_u}$$ (**C.V)**

✓ Donc pour les deux blocs le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

III.3.4.4. Vérifications de la flèche : [2]

Mx=Pu*Lx2/8=3.29 (KN.m)

Tableau III.28. Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	$M_t/(20M_x)$	$h/Lx \geq M_t/(20M_x)$	$\rho = A_t/(b*d)$	2/fe (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.115	0.06	Oui	0.0025	0.0050	Oui

✓ Donc l'Etat d'ouverture des fissures des deux blocs est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4.Calcul des escaliers :

III.4.1. Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

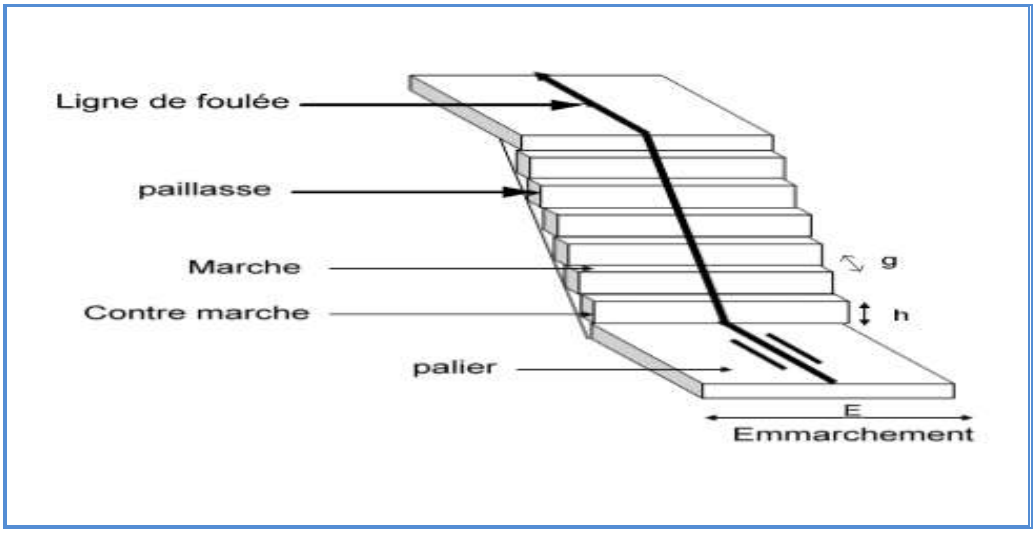


Figure.III.19. Représentation d'un escalier.

III.4.3. calcule du ferraillage :

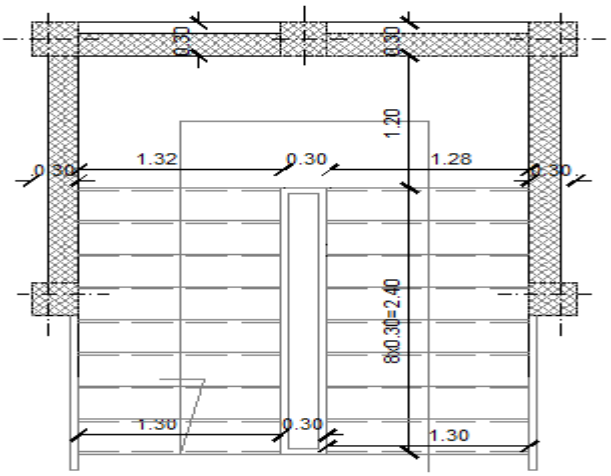


Figure.III.20. Vue en plan pour les escaliers.

III.4.3.1.Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit:

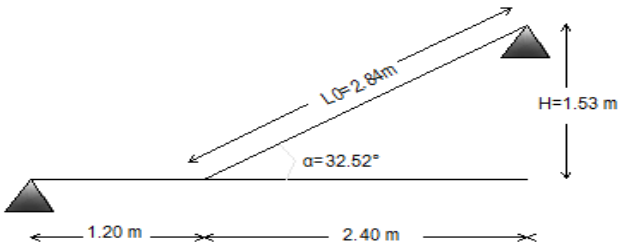


Figure.III.21. Dimensions de l'escalier.

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,40} \Rightarrow \alpha = 32,52^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 2.40\,m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec : g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \le g + 2h \le 66cm.$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \le 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \ge 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,53m , L= 2,40m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 684n - 340 \le 0 \\ -59n^2 + 677n - 340 \ge 0 \end{cases}$$

8,74< n < 9,72

Donc on prend : n= 9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 30cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse :**

Pour les deux volets :

L= 1,20+2,40= 3,60m

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

Avec $\Rightarrow 10.28 \le e \le 12cm$

On prendra : e_p= 15 cm

III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

Tableau.III.29. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,18	25	4,50
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
			G	5,53

Tableau.III.30. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,18 / cosα	25	5,27
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	7,95

b. Surcharge d'exploitation :

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.3.3. Détermination des sollicitations :

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.31. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,53	2,5	11,215	8,030
Paillasse	7,95	2,5	14,482	10,450

III.4.3.4. Détermination des efforts :

a. L'état limite ultime :

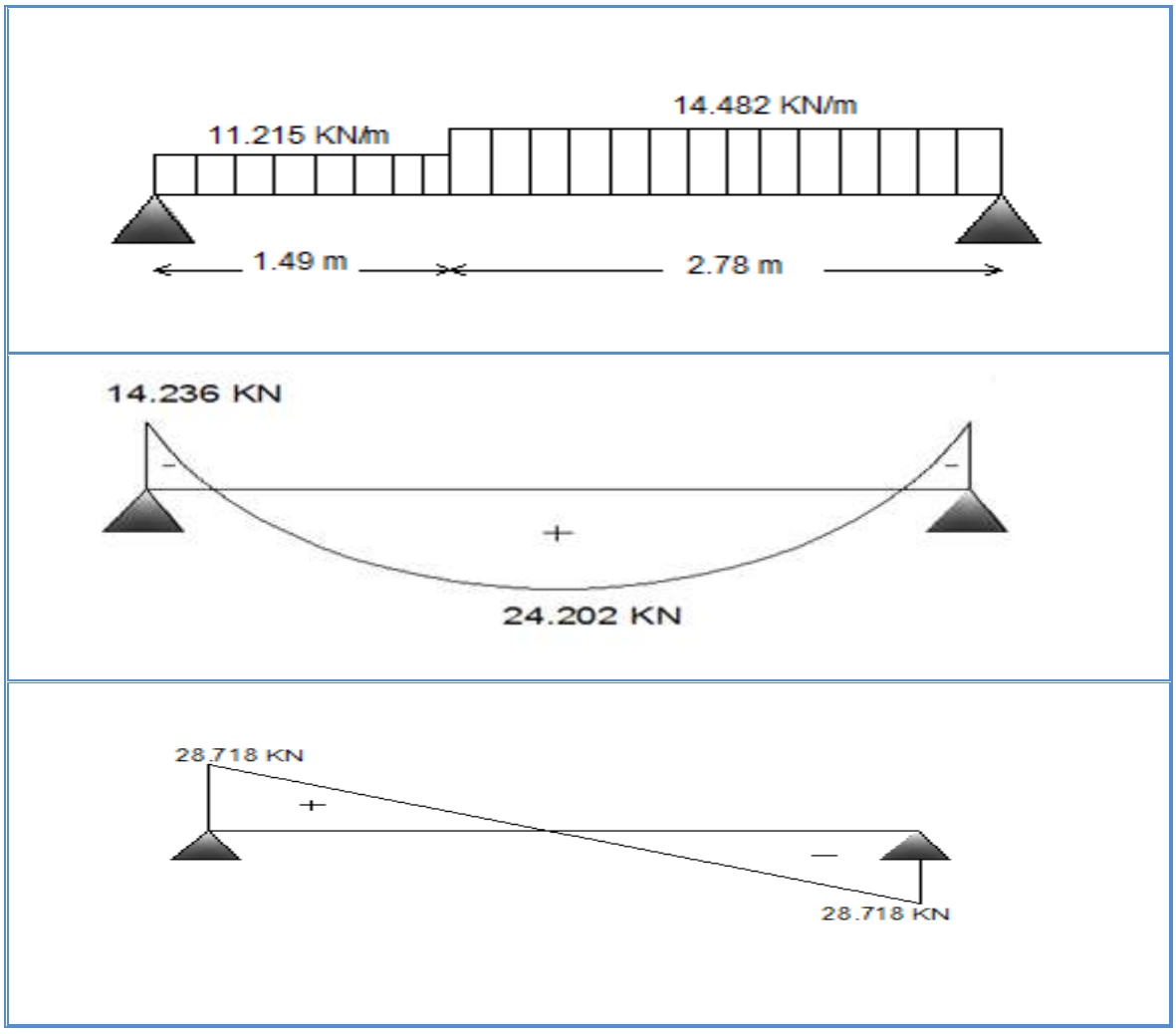


Figure.III.22. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. L'état limite service :

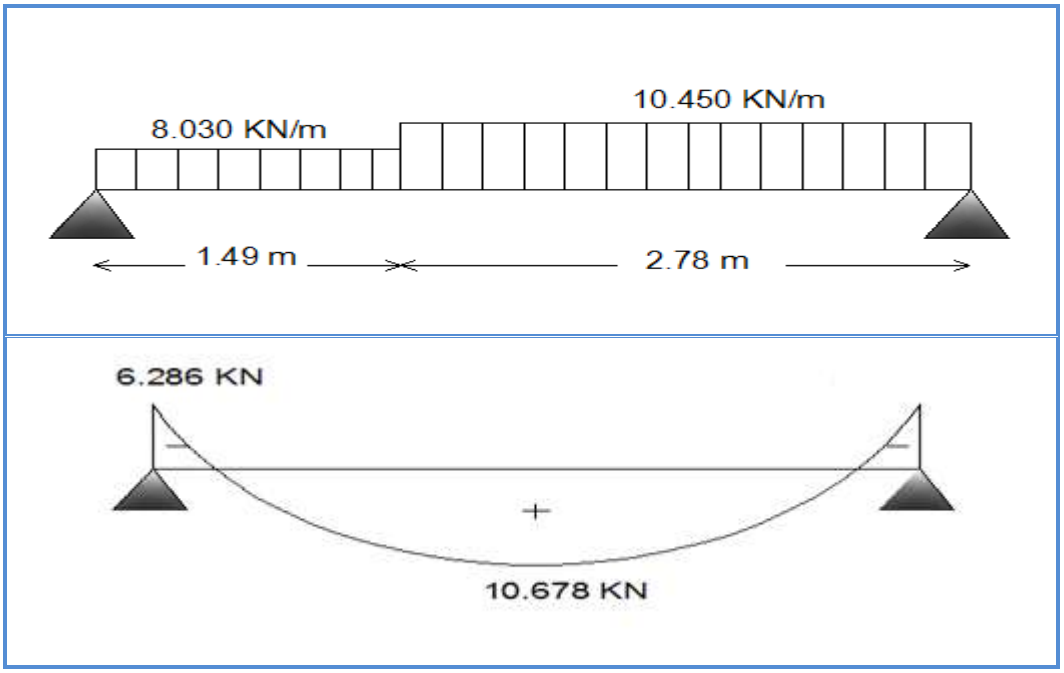


Figure.III.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

c. Récapitulation :

Tableau.III.32.Récapitulation des résultats.

	E.L.U			E.L.S	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
Solicitation	24,202	14,236	28,718	10,687	6,286

III.4.3.5. Calcul du ferraillage :

Tableau.III.33. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.34. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	24,202	0,109	0,942	5,906	0	1,50	6HA12= 6,78
En appuis	14,236	0,064	0,967	6,472	0	1,50	4HA12= 4,52

a. Armature de répartition :

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 6T10 /ml.

Aux appuis: on adopte: A = 6T10 /ml.

b. Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 12,50 cm < 33 cm

On prend : **St = 15 cm**

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 16.66 cm < 45 cm

On prend :**S_t = 15 cm**

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,667\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{41,83.10^3}{1000.155} = 0,269MPa$$

$\tau_u = 0,269$ MPa $\leq \overline{\tau}_u = 1,667$ MPa **(c.v)**

d. Vérification à l'état limite de service :

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

Tableau.III.35.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	6,78	4,52
M_{ser} (KN.m)	10,687	6,286
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,126$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3,494$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9472,948$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 6920,954$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4,655$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3,174$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion : les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{15}{360} = 0,0416 \geq 0,0625 & \textit{vérifiée} \\ \frac{6,78}{100 \times 12,50} = 0,0054 \leq 0,005 & \textit{non vérifiée} \\ 0,0416 \geq \frac{24,202}{20 \times 28,426} = 0,0425 & \textit{non vérifiée} \end{cases}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[CBA]**.

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}}; \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ L=3,60m<5m

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,195MPa ; E_v=10721,398MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.36. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
10,687	0,022	32,414	0,265	0,937	0,375	$4{,}646.10^4$	32164,195
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,398	40917,615	46477,727	1,052	2,779	1,727	7,200	cv

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,90 m

III.4.4.1. Prédimensionnement:

La longueur de la poutre : L = 2,90 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

L = 2,90m => $19{,}33 \leq h \leq 29$ => h = 30cm

=>$9 \leq b \leq 21$ => b = 25 cm

Soit: (b x h) = (25 x 30) cm^2

❖ **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:**

- b = 25 cm ≥ 20 cm. **(c.v)**
- h = 30 cm ≥ 30 cm. **(c.v)**
- h / b = 1,20< 4 **(c.v)**

III.4.4.2. Charges revenants à la poutre :

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 28,718KN ; R_{ser} = 20,710KN

Poids propre de la poutre: 0,25 x 0,30 x 25 = 1,875 KN/ml.

Poids de double cloison : 1,175×2,36 =2,773 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (1,875+ 2,773) +28,718 = 35,414 KN/ml

P_{ser} = (1,875+ 2,773) +20,710 = 25,670 KN/ml.

III.4.4.3. Calcul des efforts :

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.37. Efforts de la poutre palière.

	E.L.U			E.L.S	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
Sollicitation	12,409	24,819	51,350	8,995	17,991

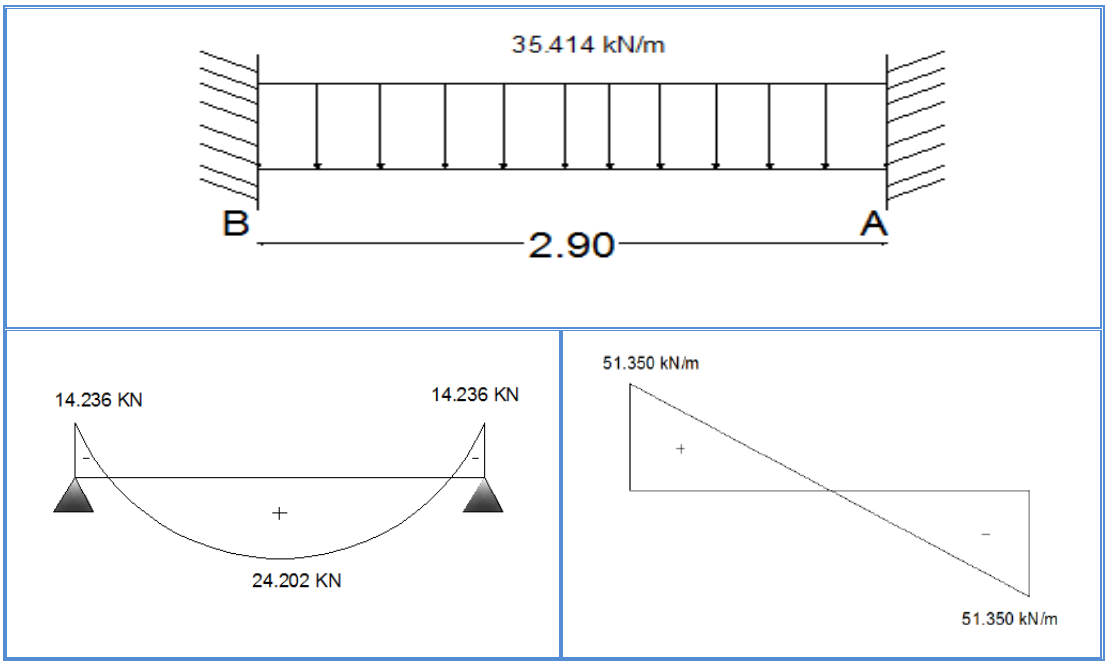


Figure.III.24. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

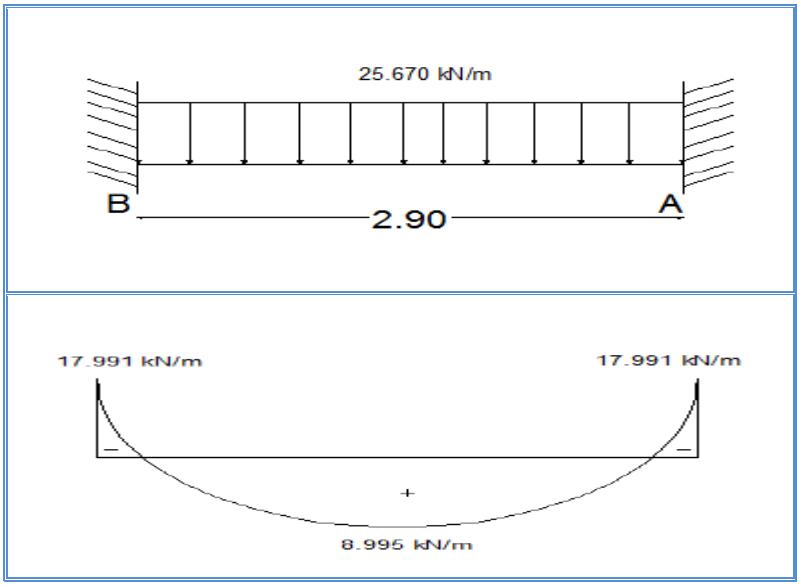


Figure.III.25. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.S.

III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière :

➢ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.38. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	12,409	0,011	0,994	1,328	0,75	**3HA12**	3,39
En appuis	24,819	0,023	0,988	2,673	0,75	**3HA12**	3,39

III.4.4.5. Vérifications :

***a.* Vérification à ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.39.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	8,955	3,39	$2{,}251\times10^3$	0,039	8,641	3,452	C.V
Appuis	17,991	3,39	$2{,}251\times10^3$	0,079	8,64	9,905	C.V

Conclusion : les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

***b.* RPA 99 Version 2003 :**

- A_{min} = 0,5% b×h
- A_{max} = 4% b×h zone courante
- A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.40.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min=5,25 cm^2	A max=42 cm^2	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	**3HA12**=3,39cm^2
appuis		C.V	C.V	**3HA12**=3,39cm^2

***c.* Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{51{,}350\times10^3}{1000\times270} = 0{,}190\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}190\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 6{,}47\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 51{,}350 \times 10^3}{400} = 2{,}81\text{cm}^2$$

c.2. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0{,}9d\right] = 25\,\text{cm}$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0 .a$$

$$V_u = 97{,}916\text{KN} \leq 500\text{KN} \quad \textbf{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2V_u}{b_0 .a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 51{,}350 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0{,}410 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad \textbf{(c.v)}$$

***d.* Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10{,}00 \;;\; \varphi_l = 12\,; \frac{b_0}{10} = 30; \right] = 10{,}00mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi .\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}502cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ \text{cm}^2$, $A_t = 4\text{HA8} = 2{,}01\ \text{cm}^2$

d.1. Espacement :

On doit vérifier :

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d; 40cm] = 28{,}8\ \text{cm}$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t .(f_e / \gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3 f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}305 - 0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \leq \text{-}37{,}914\ \text{cm}$$

✓ **Vérification vis-à-vis (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).**

$S_t \leq \min [h/4; 12Ø_l]$

$S_t \leq$ Min [8,75; 14,4] = 8,75cm en zone nodale

$S_t \leq h/2$ = 17,5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes :

- S_t = 5 cm (zone nodale) - S_t = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales :

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b \leq A_t$

0, 003.15.30=1,35 cm^2<2,01 cm^2 **(C.V)**

0, 003.5.30=0,45 cm^2<2,01 cm^2 **(C.V)**

***e.* Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0{,}095 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}095 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 33} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad \textbf{(c.v)}$$

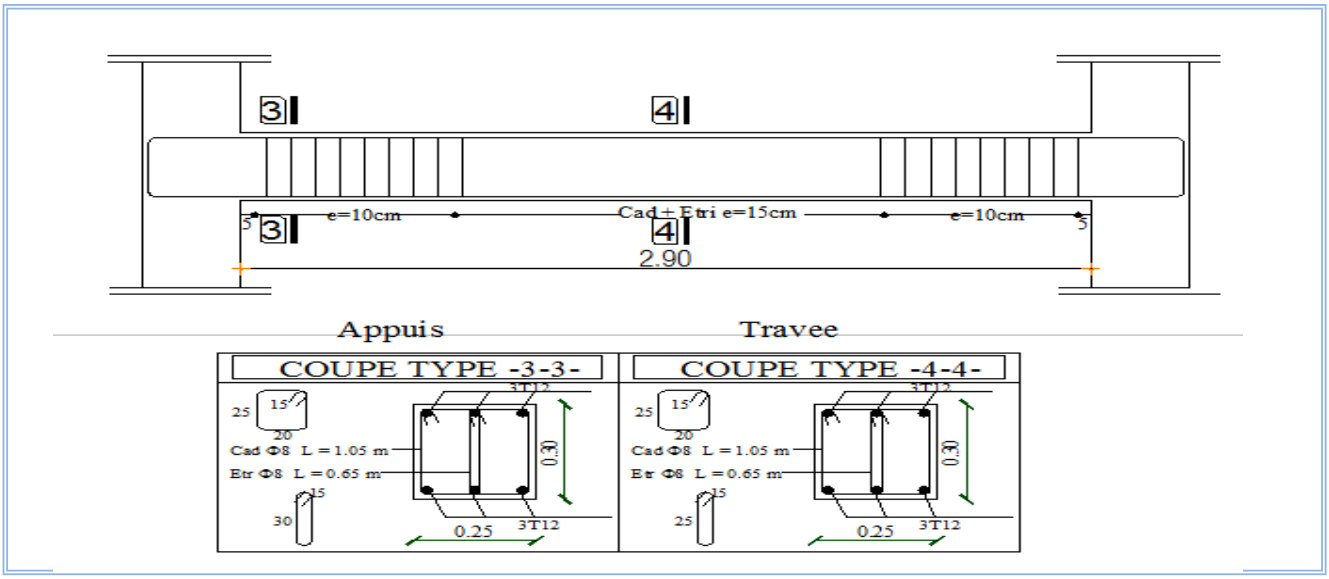


Figure.III.26. Ferraillage de la poutre palière.

Chapitre IV

Etudes 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 :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations et les charges horizontales .
- Minimiser les effets de torsion.

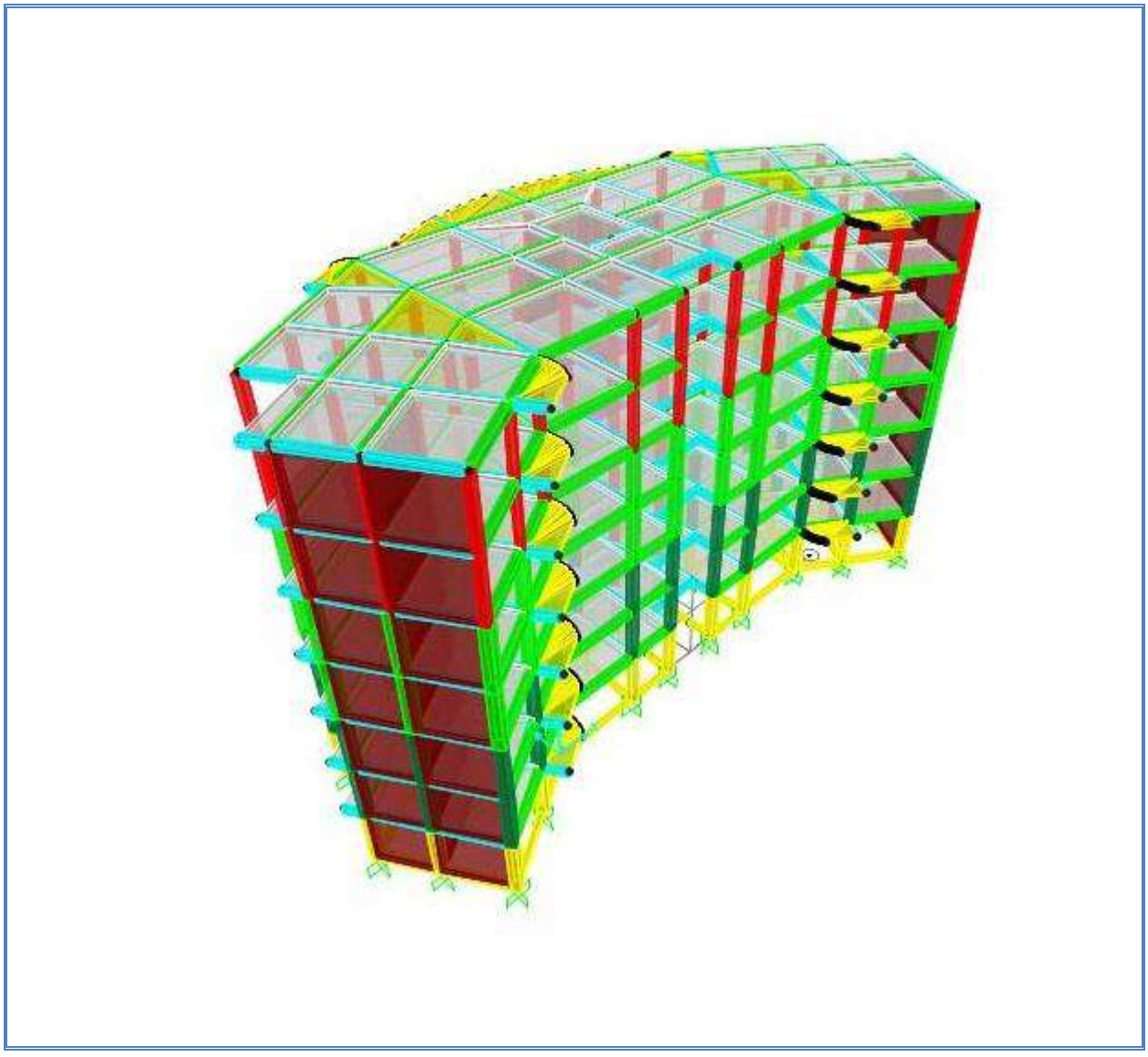


Figure.IV.1. Vue de la structure en 3D

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse (C_G).
- Le centre de Torsion (C_R).

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…) ;

On utilise les formules suivantes : $$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Ou :

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

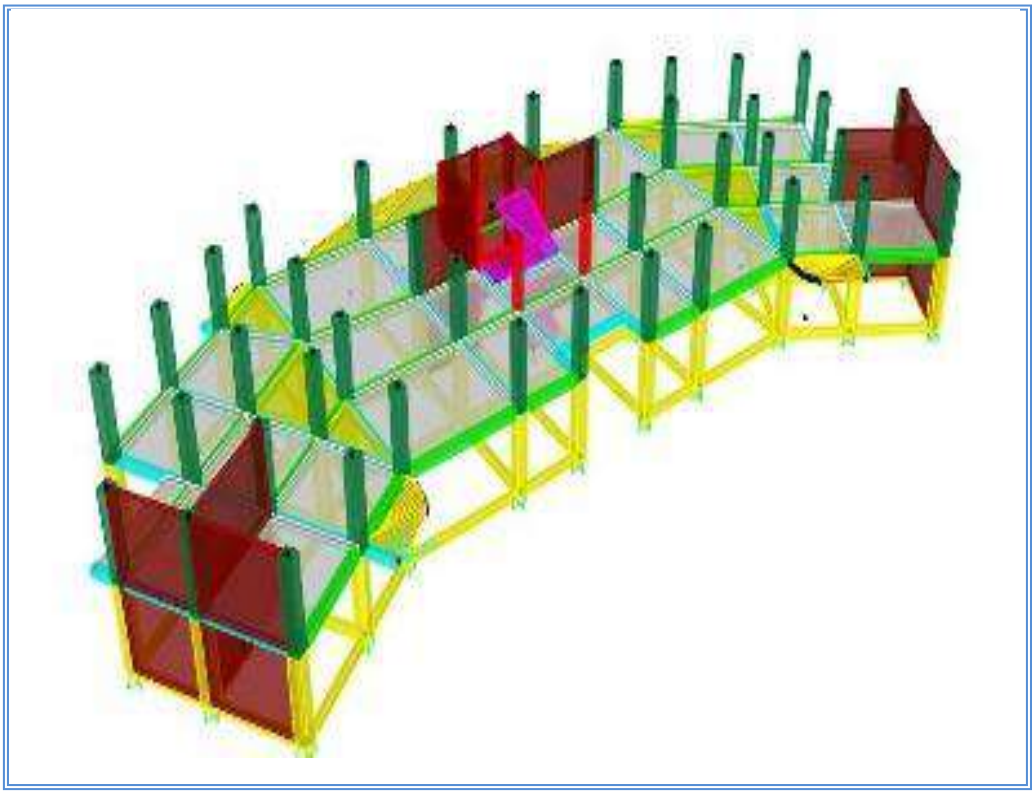


Figure.IV.2. Disposition des voiles.

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$\begin{cases} X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Ou :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de
- Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.2. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants :

A. les poteaux :

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité :

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- E: module de Young.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- L: longueur du poteau.

✓ ***Moment d'inertie :*** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

- Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

- Pour les poteaux '1' :

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

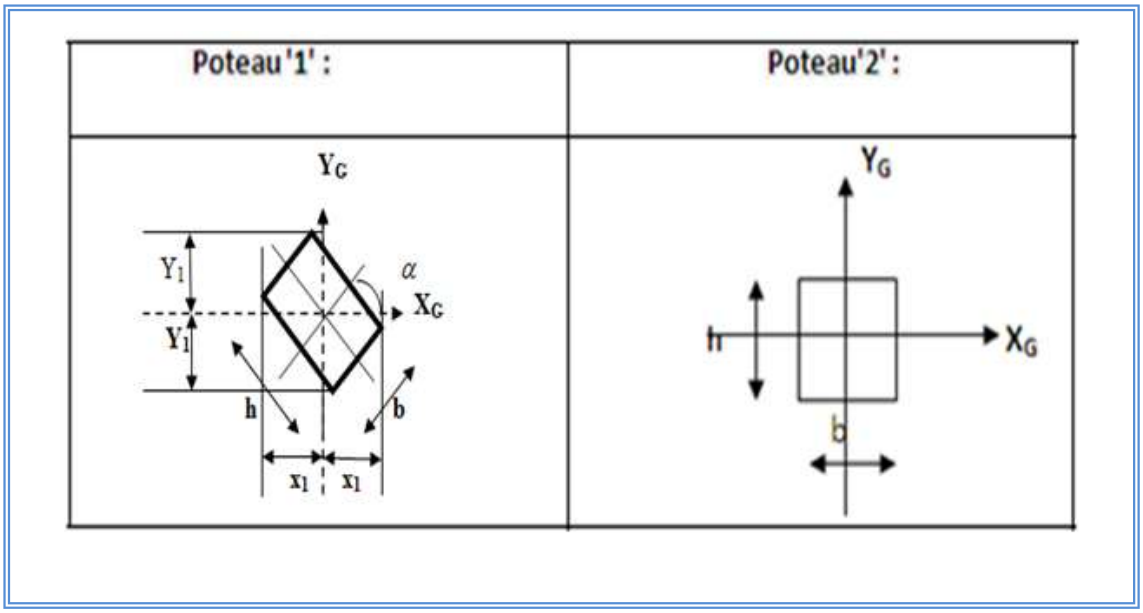


Figure.IV.3. Types des poteaux.

B. Les refends pleins :

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a :

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de refend.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

✓ ***Moment d'inertie :***

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

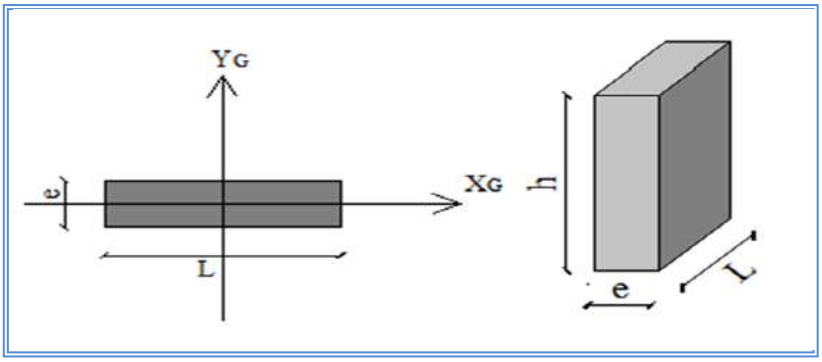


Figure.IV.4. Voile plein.

Lx=37.27 m.

Ly=16.96 m.

Les résultats de centre de masse et centre de torsion pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

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

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_T(m)$	$Y_T(m)$
6ème	3073.178	27532.294	14284.438	8.958	4.648	9.226	4.203
5ème	3031.840	27443.912	14067.434	9.051	4.639	9.220	4.688
4ème	3073.178	27532.294	14284.438	8.958	4.648	9.216	5.030
3ème	3162.562	28641.426	14599.967	9.056	4.616	9.212	5.288
2ème	2989.548	27056.605	13895.120	9.050	4.647	9.209	5.481
1er	2801.601	25318.908	13121.018	9.037	4.683	9.208	5.617
RDC	3822.509	34732.463	18789.160	9.086	4.915	9.206	5.740

IV.2.3.Excentricité :

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

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

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

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

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)
6ème	9.226	4.203	8.958	4.648	0.268	0.445
5ème	9.220	4.688	9.051	4.639	0.169	0.049
4ème	9.216	5.030	8.958	4.648	0.258	0.382
3ème	9.212	5.288	9.056	4.616	0.156	0.672
2ème	9.209	5.481	9.050	4.647	0.159	0.834
1er	9.208	5.617	9.037	4.683	0.171	0.934
RDC	9.206	5.740	9.086	4.915	0.120	0.825

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

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

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

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

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

Tableau.IV.3. Calcul d'excentricité accidentelle.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
6ème	37.27	16.96	1.863	0.848
5ème	37.27	16.96	1.863	0.848
4ème	37.27	16.96	1.863	0.848
3ème	37.27	16.96	1.863	0.848
2ème	37.27	16.96	1.863	0.848
1er	37.27	16.96	1.863	0.848
RDC	37.27	16.96	1.863	0.848

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

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	Ex Théo	Ex ACC	Ex Théo ± ExACC	Ey Théo	Ey ACC	Ey Théo±Ey ACC
21.42	0.268	1.863	2.131	0.445	0.848	1.293
18.36	0.169	1.863	2.032	0.049	0.848	0.897
15.30	0.258	1.863	2.121	0.382	0.848	1.230
12.24	0.156	1.863	2.019	0.672	0.848	1.520
9.18	0.159	1.863	2.022	0.834	0.848	1.682
6.12	0.171	1.863	2.034	0.934	0.848	1.782
3.06	0.120	1.863	1.983	0.825	0.848	1.673

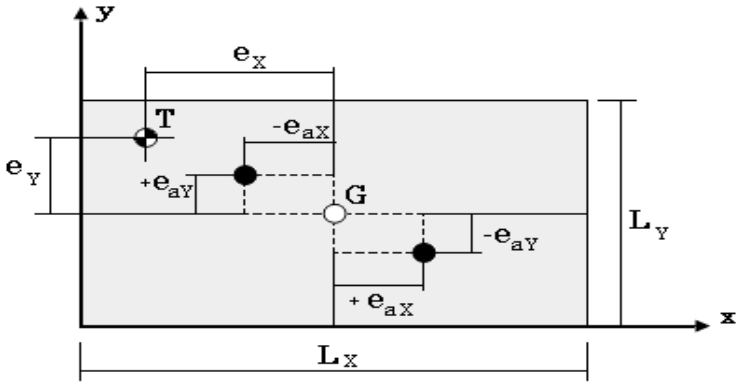


Figure.IV.5. Excentricité théorique et accidentelle.

IV.2.4. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

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

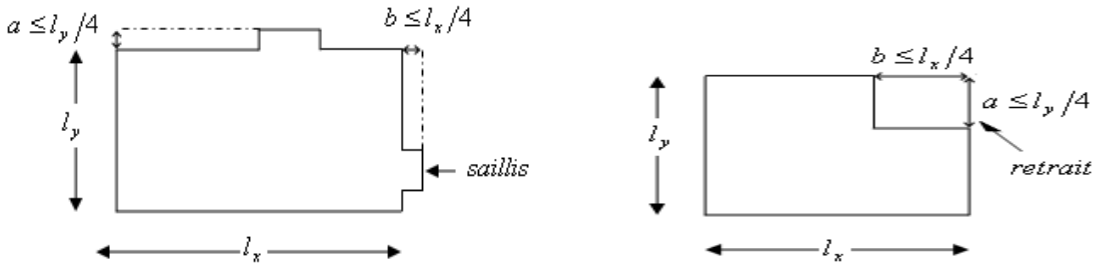
- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. (Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "***SAP2000.v19***")

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

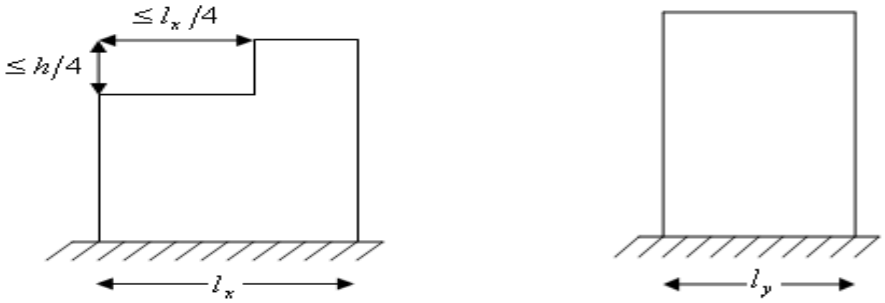
1. En zone III le bâtiment étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation.

2. La configuration du bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, H_t=21.42 m <23 m **(C.V)**

✓ Donc selon **[RPA] : ►► [Art 4.1.2] ◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené. La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis ***SAP2000.v19***.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "***SAP2000.v19***" 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.

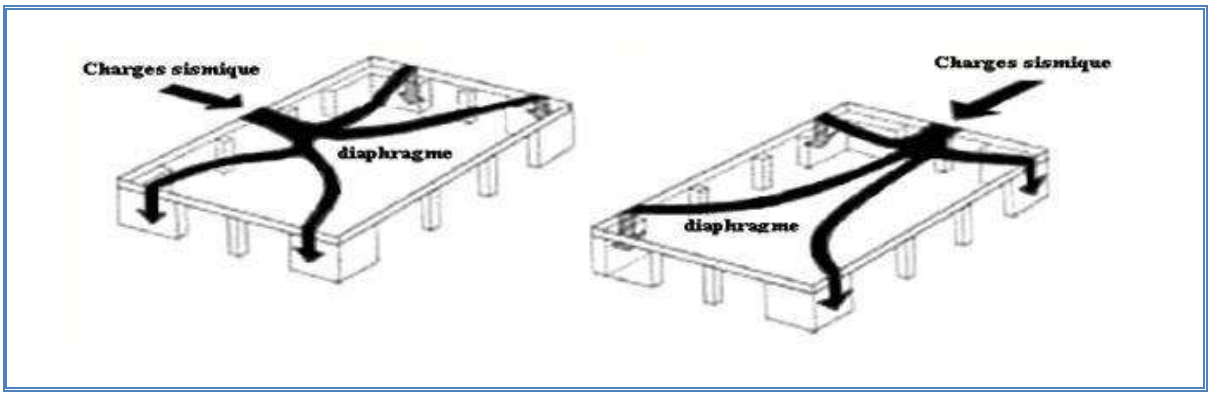


Figure.IV.6. Plancher rigide.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Tableau.IV.5. Coefficient d'accélération de zone **A**.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0,35	0,30	**0,25**	0,15

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3*).

On prend dans un premier calcul (R= 4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000.v19**) qui sont données ci-après.

❖ ***Verticalement :***

Somme de réactions totales à la base : Fz=30672.648KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=5320.175KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=25352.473KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 17.345%

❖ ***Horizontalement :***

- ***Suivant Ex :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x : Fx=326.561 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles des voiles : Fx=279.467 KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fx=47.094 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 85.579%

- ***Suivant Ey :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : Fy=323.510KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fy=51.291KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fy= 272.219KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 84.145%

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement (portiques + voiles en béton armé) et ce conformément (*Art.3.4.A.4.b : RPA 99 version 2003*).

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.
- ✓ Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m maximum.

Donc : **R= 4**

d. facteur de qualité Q : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4*).

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.6. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0,10		0,10	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$
$Q_Y = 1 + 0{,}10 = 1{,}10$

e. périodes caractéristiques : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,s \\ T_2 = 0{,}50\,s \end{matrix}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

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

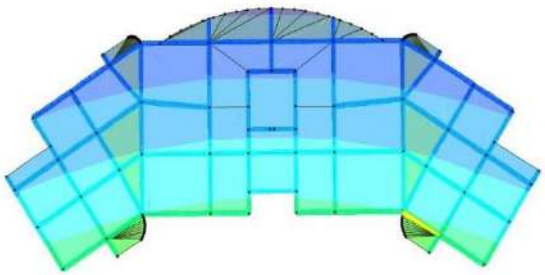
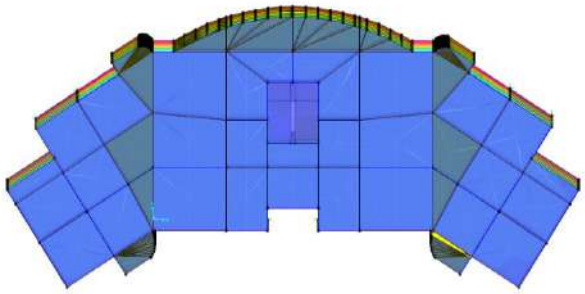
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- 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.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

Tableau.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur dans le sens (y)	Translation dans le sens (x)	rotation autour de (z)

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

Mode 1	Mode 2
	

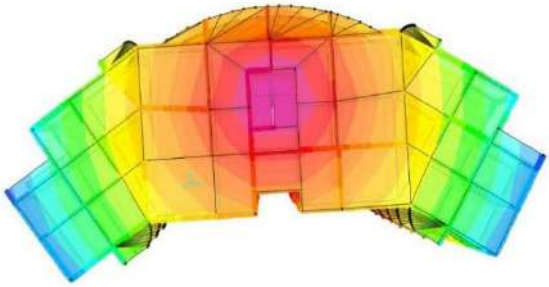
Mode 3


Figure.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : (*Art. 4.3.4.a: RPA 99 VERSION 2003*).

Tableau IV.8. Coefficient de participation massique.

ode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		Suivant " x "	Suivant" y "	Suivant" Z "	Suivant " x "	Suivant " y "	Suivant " Z "
1	0.373	0.00	69.69	0.00	0.00	69.69	0.00
2	0.315	71.35	0.00	0.58	71.35	69.69	0.58
3	0.280	0.31	0.00	68.06	71.66	69.69	68.64
4	0.115	0.00	0.26	0.00	71.66	69.95	68.64
…	…	…	…	…	…	…	…
…	…	…	…	…	…	…	…
…	…	…	…	…	…	…	…
47	0.045	0.01	0.00	0.00	90.13	89.80	89.80
48	0.045	1.54	0.21	0.11	91.67	**90.02**	**89.91**
49	0.044	0.17	3.69	0.01	91.84	**93.71**	**89.92**
50	0.043	2.54	0.19	0.23	**94.38**	**93.90**	**90.15**

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 50ème mode.

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (*Art.4.2.6: RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$\frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

❖ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,5 s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥ 0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}373s \\ T_Y = 0{,}315s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors : Dx=Dy=2,5**η**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W=34646,623KN.

Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,25	2,205	2,205	4,0	1,10	1,10	23772.82	3603.811	3603.811

Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	V_t > 0,8×V
X	3603.811	2898.070	2883.049	C.V
Y	3603.811	2887.105	2883.049	C.V

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

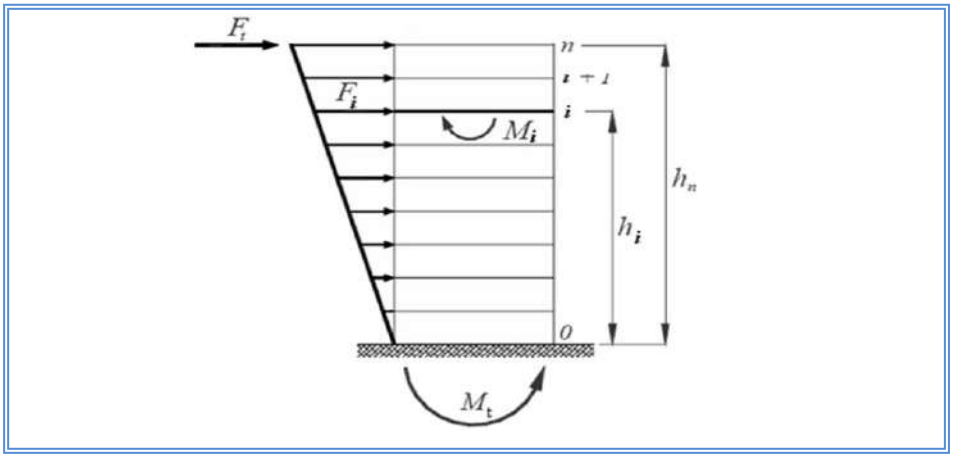


Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*)

✓ V_x =3603.811KN

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_x	F_{ix} (KN)
+21,42	3073.178	65827.47	0.249	900.274
+18,36	3031.840	55664.58	0.211	761.284
+15,30	3073.178	47019.62	0.178	643.053
+12,24	3162.562	38709.76	0.146	529.405
+9,18	2989.548	27444.05	0.104	375.332
+6.12	2801.601	17145.8	0.065	234.490
+3.06	3822.509	11696.88	0.044	159.969
SOMME		**263508.20**	**1**	**3603.811**

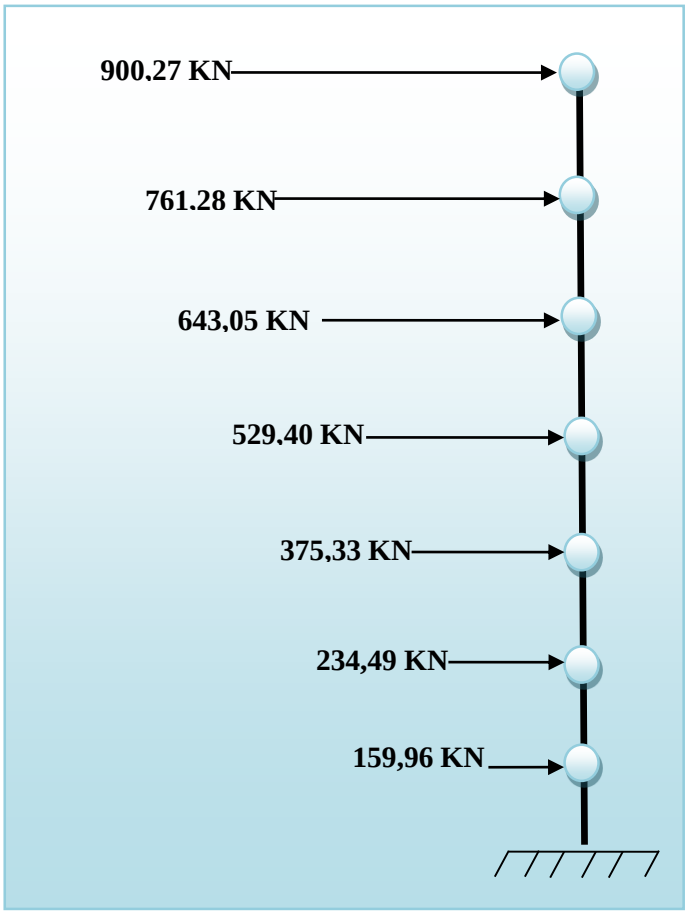


Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

✓ V_Y =3603.811KN

Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
+21,42	3073.178	65827.47	0.249	900.274
+18,36	3031.840	55664.58	0.211	761.284
+15,30	3073.178	47019.62	0.178	643.053
+12,24	3162.562	38709.76	0.146	529.405
+9,18	2989.548	27444.05	0.104	375.332
+6.12	2801.601	17145.8	0.065	234.490
+3.06	3822.509	11696.88	0.044	159.969
SOMME		**263508.20**	**1**	**3603.811**

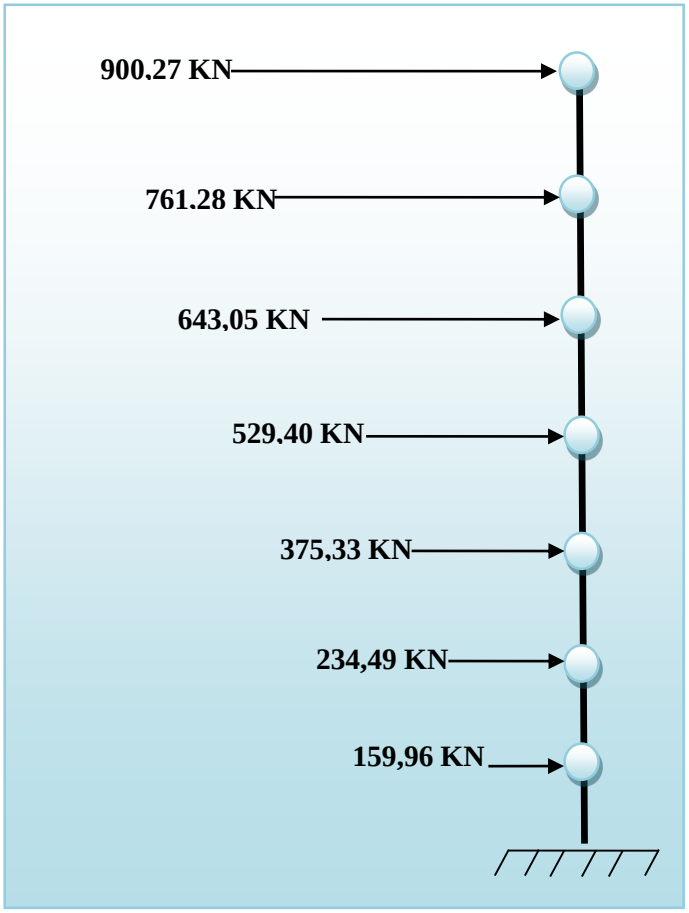


Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

*

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+21,42	900.274	900.274	19283.890	19283.890
+18,36	761.284	761.284	13977.180	13977.180
+15,30	643.053	643.053	9838.718	9838.718
+12,24	529.405	529.405	6479.923	6479.923
+9,18	375.332	375.332	3445.552	3445.552
+6.12	234.490	234.490	1435.083	1435.083
+3.06	159.969	159.969	489.507	489.507
∑Mo			**54949.85**	**54949.85**

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+21,42	3073.178	8.958	4.648	27529.53	14284.13
+18,36	3031.840	9.051	4.639	27441.18	14064.71
+15,30	3073.178	8.958	4.648	27529.53	14284.13
+12,24	3162.562	9.056	4.616	28640.16	14598.39
+9,18	2989.548	9.050	4.647	27055.41	13892.43
+6.12	2801.601	9.037	4.683	25318.07	13119.9
+3.06	3822.509	9.086	4.915	34731.32	18787.63
∑M_t				**198245.27**	**103031.32**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
198245.27	103031.32	54949.85	54949.85	3.607	1.875	C.V

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad (Art.4.4.3: RPA\ 99\ VERSION\ 2003)$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*): le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta\ k\ limite = 0{,}01 \times h_e$$

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+21.42	0.970	3.88			
+18.36	0.807	3.23	0.65	3.06	Oui
+15.30	0.638	2.55	0,68	3.06	Oui
+12.24	0.480	1.92	0,63	3.06	Oui
+9.18	0.324	1.29	0,63	3.06	Oui
+6.12	0.180	0.72	0.57	3.06	Oui
+3.06	0.064	0.25	0.47	3.06	Oui
+0.00	0.00	0.00	0.25	3.06	Oui

Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+21.42	1.03	4.12			
+18.36	0.85	3.38	0.73	3.06	Oui
+15.30	0.66	2.64	0.74	3.06	Oui
+12.24	0.48	1.94	0.70	3.06	Oui
+9.18	0.32	1.28	0.66	3.06	Oui
+6.12	0.17	0.68	0.60	3.06	Oui
+3.06	0.06	0.23	0.45	3.06	Oui
+0.00	0.00	0.00	0.23	3.06	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'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.18. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
+21,42	3822.509	900.274	1077.162	0.65	0.003	C.V
+18,36	2801.601	761.284	676.693	0,68	0.006	C.V
+15,30	2989.548	643.053	601.741	0,63	0.009	C.V
+12,24	3162.562	529.405	509.253	0,63	0.013	C.V
+9,18	3073.178	375.332	371.145	0,57	0.017	C.V
+6.12	3031.84	234.490	244.102	0,47	0.027	C.V
+3.06	3073.178	159.969	123.715	0,25	0.053	C.V

Tableau IV.19. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
+21,42	3822.509	900.274	1077.162	0.730	0.059	C.V
+18,36	2801.601	761.284	676.693	0.741	0.030	C.V
+15,30	2989.548	643.053	601.741	0.701	0.019	C.V
+12,24	3162.562	529.405	509.253	0.667	0.014	C.V
+9,18	3073.178	375.332	371.145	0.594	0.010	C.V
+6.12	3031.84	234.490	244.102	0.452	0.006	C.V
+3.06	3073.178	159.969	123.715	0.231	0.003	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{Bc * fc_{28}} \leq 0,3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau. IV.20. Vérification de l'effort normal réduit poteaux.

	N_d (N)	Combinaison	B_c (mm²)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
6ème étage	191.096	ACC	90000	0.084	Oui
5ème étage	407.591	ACC	90000	0.181	Oui
4ème étage	600.705	ACC	122500	0.196	Oui
3ème étage	787.087	ACC	122500	0.257	Oui
2ème étage	980.599	ACC	160000	0.245	Oui
1ème étage	1188.219	ACC	160000	0.297	Oui
RDC	1410.915	ACC	202500	0.278	Oui

IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ **avec :** $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0.d}$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3,33\,\text{MPa}$$ (Fissuration peu nuisible).

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b} = 2,50\text{MPa}; 4\text{MPa}\right] = 2,50\,\text{MPa}$$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau. IV.22.Vérification de cisaillement des poteaux.

Poteaux	L'axe	**Vu (kN)**	combinaison	τ_u **(MPa)**	$\bar{\tau}_u$ **(MPa)**	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
30*30	Suivant X	13.46	G+Q+Edx	0.16	3.33	C.V
	Suivant Y	12.71	G+Q+Ed_Y	0.15	3.33	C.V
35*35	Suivant X	29.88	G+Q+Ed_X	0.26	3.33	C.V
	Suivant Y	27.24	G+Q+Ed_Y	0.23	3.33	C.V
40*40	Suivant X	18.89	G+Q+Ed_X	0.12	3.33	C.V
	Suivant Y	17.22	G+Q+Ed_Y	0.11	3.33	C.V
45*45	Suivant X	14.18	G+Q+Edx	0.07	2.50	C.V
	Suivant Y	12.71	G+Q+Ed_Y	0.06	2.50	C.V

IV.5.Conclusion :

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

Tableau. IV.23. Dimensions finales des poutres.

Elément	Section (cm²)
Poutre principale	30*35
Poutre secondaire	25*30
Poutre palière	25*30
Longrine	25*30

Tableau. IV.24. Dimensions finales des poteaux.

Niveau	RDC	1er et 2eme Etage	3ème et 4ème Etage	5ème et 6ème Etage
Section (cm²)	45*45	40*40	35*35	30*30

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux



V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003**(Art5.2)
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

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

- **Les sections :**
  - Poutres principales :**(bxh)** = (30x35) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (25x30) cm^2

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

Tableau.V.1. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48MPa	σ s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

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

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

- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui ≥ A_{min}CBA et A_{min} RPA
- ❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

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

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$S_t \leq h/2$ en Zone courante

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ Zone nodale

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

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

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

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{min}CBA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	42.32	1.35G+1.5Q	3.90	1.05	4.21	2HA14+1HA12
	Appui	-82.07	1.35G+1.5Q	8.10	1.05	8.42	4HA14+2HA12
Plancher courant	Travée	50.37	1.35G+1.5Q	4.70	1.05	4.93	3HA12+1HA14
	Appui	-83.37	1.35G+1.5Q	8.20	1.05	8.42	4HA14+2HA12

Tableau.V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires (non porteuse).

Niveau	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{min}CBA ($cm^{2)}$	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Appui	-31.38	G+Q+Edy	3.50	0.75	3.80	2HA12+1HA14
Plancher courant	Appui	-35.67	G+Q+Edy	4.00	0.75	4.21	2HA14+1HA12

V.2.4.Vérification :

❖ **Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tableau.V.4.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA.

Niveau	Position	A_{total} (cm^2)	A_{min} RPA = 5,25cm^2	$A_{t\ max}$ RPA = 42 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =63cm^2
Plancher terrasse	Travée	8.83	C.V	C.V	/
	Appui	13.04	C.V	/	C.V
Plancher courant	Travée	9.55	C.V	C.V	/
	Appui	11.81	C.V	/	C.V

Tableau .V.5.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.

Niveau	Position	A_{total} (cm^2)	A_{min} RPA = 3,75cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =45cm^2
Plancher terrasse	Appui	7.19	C.V	C.V
Plancher courant	Appui	8.83	C.V	C.V

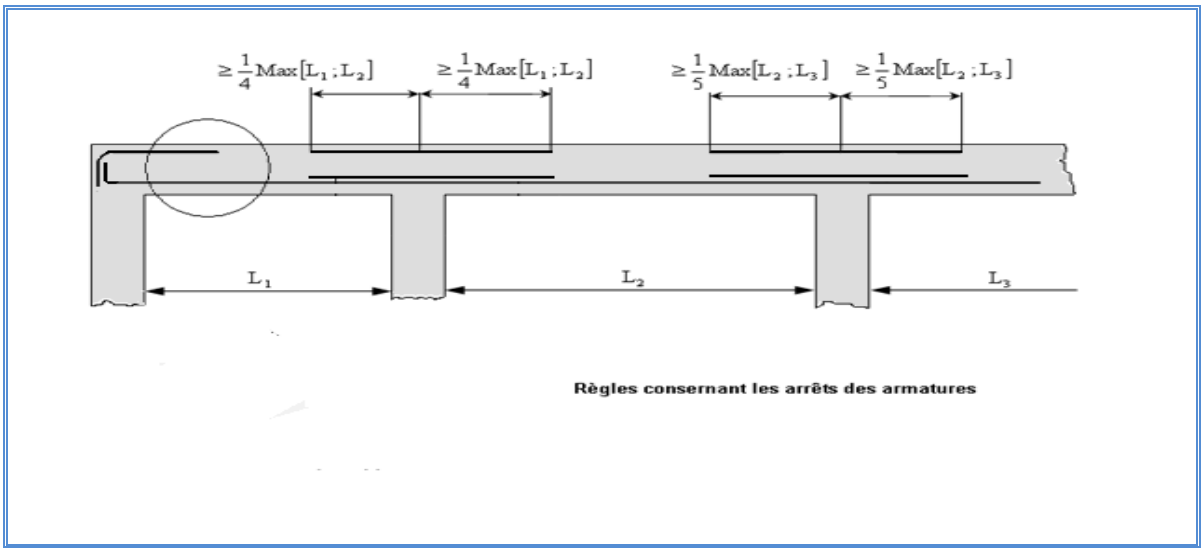


Figure.V.1. Disposition des armatures longitudinales des poutres.

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

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

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

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

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\overline{\sigma_S}}$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.6.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Travée	24.90	préjudiciable	5.80	CV	201.70	CV	4.21	2HA14+1HA12
	Appui	-35.14	préjudiciable	6.50	CV	147.90	CV	8.42	4HA14+2HA12
Plancher courant	Travée	26.56	préjudiciable	5.80	CV	185.60	CV	4.93	3HA12+1HA14
	Appui	-38.31	préjudiciable	7.00	CV	161.30	CV	8.42	4HA14+2HA12

Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	Appui	-6.49	préjudiciable	2.30	CV	96.90	CV	3.80	2HA12+1HA14
Plancher courant	Appui	-5.83	préjudiciable	2.00	CV	56.90	CV	4.21	2HA14+1HA12

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

Tableau.V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	les fissurations est préjudiciable
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}5$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26$ MPa

Tableau.V.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Plancher terrasse	100.40	1,35G+1,5Q	1.03	3.33	C.V
Plancher étages	114.94	1,35G+1,5Q	1.18	3,33	C.V

Tableau.V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Plancher terrasse	40.38	G+Q+Ey	0.59	3.26	C.V
Plancher étages	42.76	G+Q+Ex	0.62	3.26	C.V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

➢ D'après **CBA 93** :
$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d;\ 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

$A_t \geq 0.003.S_t.b$

➢ D'après le **R.P.A 99 v 2003** Art[7.5.2.2] : $\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4, 12\phi] & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 & \text{en zone courante} \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

Section	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
30x35	15.75	1.85	8.75	17.50	0.78	10	15	4HA8=2.01
25x30	15.25	1.22	7.50	15.00	0.56	10	15	4HA8=2.01

V.2.6.Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq K \leq 0{,}85$), on prend K = 0,75

Tableau.V.12.Vérification de la flèche des poutres.

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0.078	0,062	C.V	0.078	0,076	C.V	0,0061	0,0105	C.V
PS	0.075	0,062	C.V	0.075	0,068	C.V	0,0041	0,0105	C.V

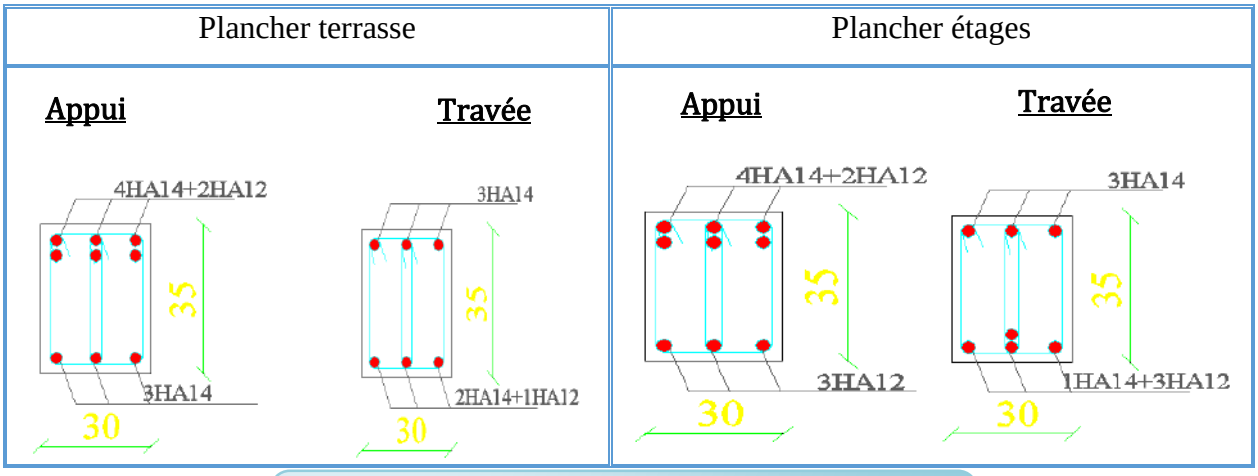


Figure.V.2. Ferraillages des poutres principales.

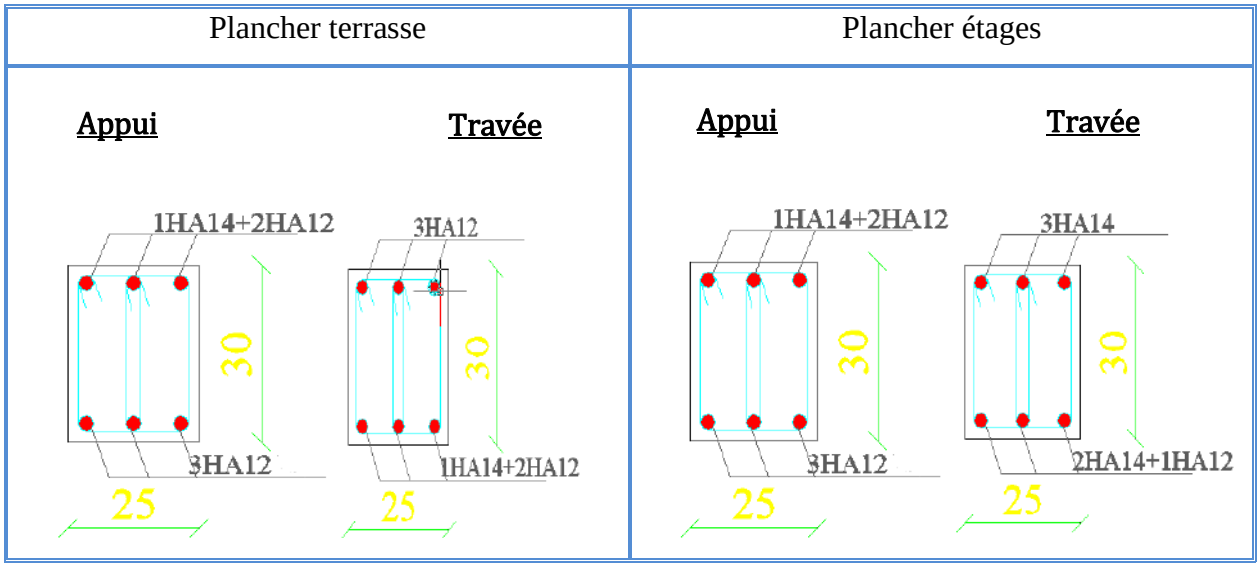


Figure.V.3. Ferraillages des poutres secondaires.

V.3.Ferraillage des poteaux :

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

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

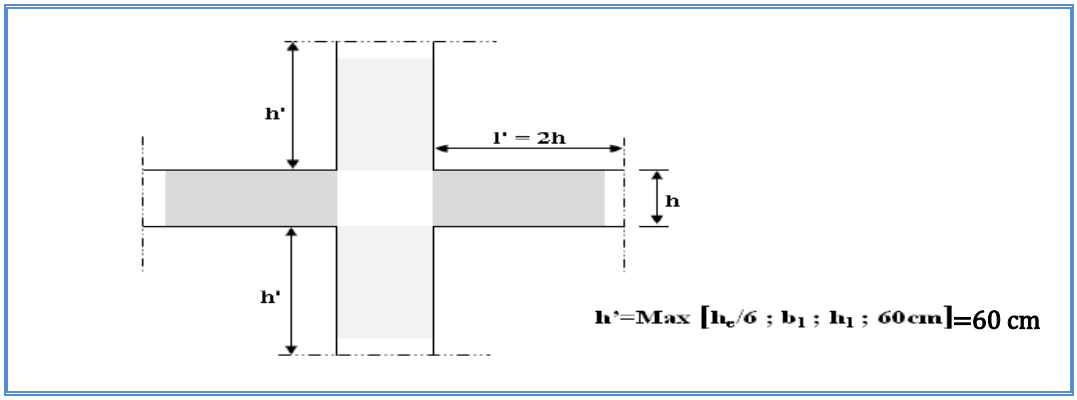


Figure.V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

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

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 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.
  - ➢ he : la hauteur d'étage. .

V.3.1.b.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

❖ G +Q ± E

❖ 0,8G ± E

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

❖ M_{max} et son N_{corr}.

❖ N_{max} et son M_{corr}.

❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G=N_u.(e_1+e_2+e_a)$$

❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1=\frac{M}{N}$$

❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{Mu\text{G}}{Mu}$
  - ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ L_f : longueur de flambement.
  - ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a=\text{Max}[\frac{l_0(cm)}{250}, 2\text{ cm}]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h}\leq \text{Max}(15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

❖ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau.V.13. Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU et vérification de RPA.

Niveau	N°	poteau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Acalculée (cm²)	Achoisie (cm²)
6 eme étage	689	30*30	Nmax --> Mcorr	ELU	214.00	38.53	1.59	8HA14=12.32
	637		Mmax --> Ncorr	ACC	164.66	53.51	4.31	
	689		Nmin --> Mcorr	ACC	114.91	17.82	0.27	
5 eme étage	688	30*30	Nmax --> Mcorr	ELU	407.59	23.27	0.00	8HA12=9.05
	636		Mmax --> Ncorr	ACC	353.66	41.29	0.47	
	688		Nmin --> Mcorr	ACC	201.51	10.20	0.00	
4 eme étage	607	35*35	Nmax --> Mcorr	ELU	600.50	59.23	0.00	4HA20+4HA16= 20.61
	555		Mmax --> Ncorr	ACC	526.41	115.00	7.93	
	607		Nmin --> Mcorr	ACC	292.14	26.26	0.00	
3 eme étage	606	35*35	Nmax --> Mcorr	ELU	787.08	55.84	0.00	8HA14=12.32
	554		Mmax --> Ncorr	ACC	706.56	92.31	3.50	
	606		Nmin --> Mcorr	ACC	381.22	24.88	0.00	
2 eme étage	525	40*40	Nmax --> Mcorr	ELU	980.59	39.96	0.00	8HA14=12.32
	473		Mmax --> Ncorr	ACC	865.97	62.59	0.00	
	525		Nmin --> Mcorr	ACC	471.82	17.79	0.00	
1er étage	524	40*40	Nmax --> Mcorr	ELU	1188.219	34.1401	0.00	8HA14=12.32
	472		Mmax --> Ncorr	ACC	1077.958	57.971	0.00	
	524		Nmin --> Mcorr	ACC	567.423	14.846	0.00	
RDC	457	45*45	Nmax --> Mcorr	ELU	1410.915	14.883	0.00	8HA14=12.32
	429		Mmax --> Ncorr	ACC	1310.353	51.172	0.00	
	457		Nmin --> Mcorr	ACC	669.385	8.608	0.00	

Interprétation et commentaire :

Selon les résultats du ferraillage des poteaux (tableau…), on peut constater que les valeurs obtenues sont modérées sauf dans le cas de 4ème étage avec la combinaison (M_{max} et N_{corr}). Ce qui signifie que la disposition des voiles adoptée ayant un bon comportement vis-à-vis du séisme ainsi que vis-à-vis des sollicitations durables. On envisage des poteaux de 40x40 pour le 3ème et 4ème étage afin de réduire le risque de la zone tendue dans les poteaux, ainsi avoir une section de ferraillage acceptable.

D'après les calculs nécessaires, on a trouvé une section d'acier pour le 4ème étage égale 3,75 cm². Ce qui correspond à un choix du ferraillage de 8HA16. Il est à noter que pour passer à la section de béton de 30x30 en dernier niveau, on devrait passer par la section de béton armé de 35x35 en 5ème étage. En ce qui ……concerne les trois premiers niveaux, on peut constater que le béton seul peut prendre toute la sollicitation. Pour cette raison, on a trouvé une section entièrement comprimée avec une section d'acier calculée nulle. Dans ce cas, généralement la section finale adoptée sera la section minimale exigée par le règlement parasismique Algérien (RPA). Il est à noter que A'=0 dans tous les cas.

Finalement, on peut conclure que notre bâtiment montre un comportement d'une conception parasismique, notamment qu'il sera implanté dans une zone de forte sismicité.

Les changements effectués sont récapitulés **en gras** dans le tableau **V.14.**

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = \text{k}.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ \text{k}.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$ [2] [B.6.5.3]
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202\text{MPa}$, **[CBA] [A.4.5.3.3]**

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant **V.15 :**

Tableau.V.14. Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU et vérification de RPA.

Niveau	poteau	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Acal cm²	Amin (RPA) cm²	Achoisie (cm²)
6 eme étage	30*30	N_{max}-M_{corr}	ELU	214.00	38.53	1.59	8.10	**8HA14=12.32**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	164.66	53.51	4.31		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	114.91	17.82	0.27		
5 eme étage	**35*35**	N_{max}-M_{corr}	ELU	407.59	23.27	0.00	11.03	**8HA14=12.32**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	353.66	41.29	**0.00**		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	201.51	10.20	0.00		
4 eme étage	**40*40**	N_{max}-M_{corr}	ELU	600.50	59.23	0.00	14.40	**8HA16=16.08**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	526.41	115.00	**3.75**		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	292.14	26.26	0.00		
3 eme étage	**40*40**	N_{max}-M_{corr}	ELU	787.08	55.84	0.00	14.40	**8HA16=16.08**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	706.56	92.31	**0.00**		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	381.22	24.88	0.00		
2 eme étage	40*40	N_{max}-M_{corr}	ELU	980.59	39.96	0.00	14.40	**8HA16=16.08**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	865.97	62.59	0.00		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	471.82	17.79	0.00		
1er étage	40*40	N_{max}-M_{corr}	ELU	1188.219	34.1401	0.00	14.40	**8HA16=16.08**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	1077.958	57.971	0.00		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	567.423	14.846	0.00		
RDC	45*45	N_{max}-M_{corr}	ELU	1410.915	14.883	0.00	18.23	**4HA20+4HA16=20.61**
		M_{max}-N_{corr}	ACC	1310.353	51.172	0.00		
		N_{min}-M_{corr}	ACC	669.385	8.608	0.00		

Tableau.V.15.Vérification des cantrainte à ELS des poteaux.

Niveau	Poteau	Comb	N (kN)	M (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
6 eme étage	30x30	G+Q	5.957	0.535	0.13	0.00	0.17	15.00	202.00
		G+Q	121.04	38.70	9.92	100.17	0.00	15.00	202.00
		G+Q	156.74	27.72	7.88	53.87	0.00	15.00	202.00
5 eme étage	35x35	G+Q	23.74	5.69	0.78	3.60	0.00	15.00	202.00
		G+Q	256.96	29.59	4.69	1.45	0.00	15.00	202.00
		G+Q	296.25	16.63	3.36	0.00	18.84	15.00	202.00
4 eme étage	40x40	G+Q	73.97	24.65	2.18	12.21	0.00	15.00	202.00
		G+Q	381.56	82.39	10.31	79.79	0.00	15.00	202.00
		G+Q	435.66	42.31	4.88	0.00	9.82	15.00	202.00
3 eme étage	40x40	G+Q	106.22	16.58	1.67	2.58	0.00	15.00	202.00
		G+Q	512.04	66.15	9.41	34.42	0.00	15.00	202.00
		G+Q	570.55	39.87	5.18	0.00	25.20	15.00	202.00
2 eme étage	40x40	G+Q	116.52	12.62	1.41	0.00	1.59	15.00	202.00
		G+Q	626.67	44.83	5.77	0.00	26.86	15.00	202.00
		G+Q	710.33	28.50	4.81	0.00	48.17	15.00	202.00
1er étage	40x40	G+Q	136.60	12.14	1.44	0.00	3.97	15.00	202.00
		G+Q	779.64	41.46	6.07	0.00	44.78	15.00	202.00
		G+Q	860.26	24.29	5.03	0.00	66.46	15.00	202.00
RDC	45x45	G+Q	183.88	10.78	1.11	0.00	8.51	15.00	202.00
		G+Q	947.303	36.56	4.68	0.00	54.46	15.00	202.00
		G+Q	1021.13	10.56	3.48	0.00	74.84	15.00	202.00

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec:

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; **L_f=0.7 L_0 :** C'est la longueur de flambement.

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

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

V.3.4.c.Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau.V.16.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Situ.	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$(MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30 x30	Acc	26.592	0.322	24.733	0.075	1.875	4.340	C.V
35x35	Acc	53.492	0.473	21.200	0.075	1.875	4.340	C.V
40x40	Acc	31.552	0.210	18.550	0.075	1.875	4.340	C.V
45x45	Acc	22.110	0.115	16.489	0.075	1.875	4.340	C.V

V.3.4.d.Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d, 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h\,.fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec :

$A_t = n_t.a_t$

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

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2{,}5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - ✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq 10$ cm en zone III

✓ Dans la zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ en zone III

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en cm^2 est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0{,}3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0{,}8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V.17. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	ρ	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
45*45	22.11	2.01	4.76	3.75	27.27	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
40*40	31.55	2.01	5.35	2.50	25.48	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
35*35	53.49	2.01	6.12	2.50	13.15	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
30*30	26.59	2.01	7.14	2.50	29.05	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] [Art 7.4.2.2]** :

Tableau.V.18.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St * b}$ (%)	$\frac{At}{St * b} > 0.3\%$
45*45	Courante	0.37	Vérifiée
	nodale	0.45	Vérifiée
40*40	Courante	0.42	Vérifiée
	nodale	0.50	Vérifiée
35*35	Courante	0.41	Vérifiée
	nodale	0.57	Vérifiée
30*30	Courante	0.48	Vérifiée
	nodale	0.67	Vérifiée

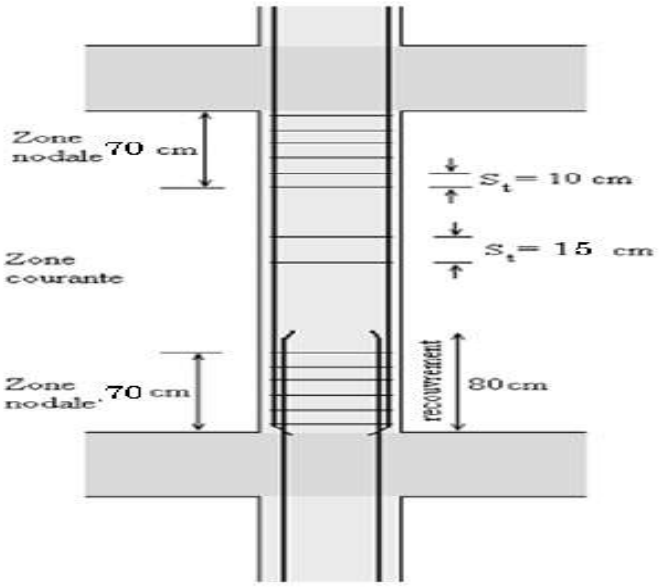
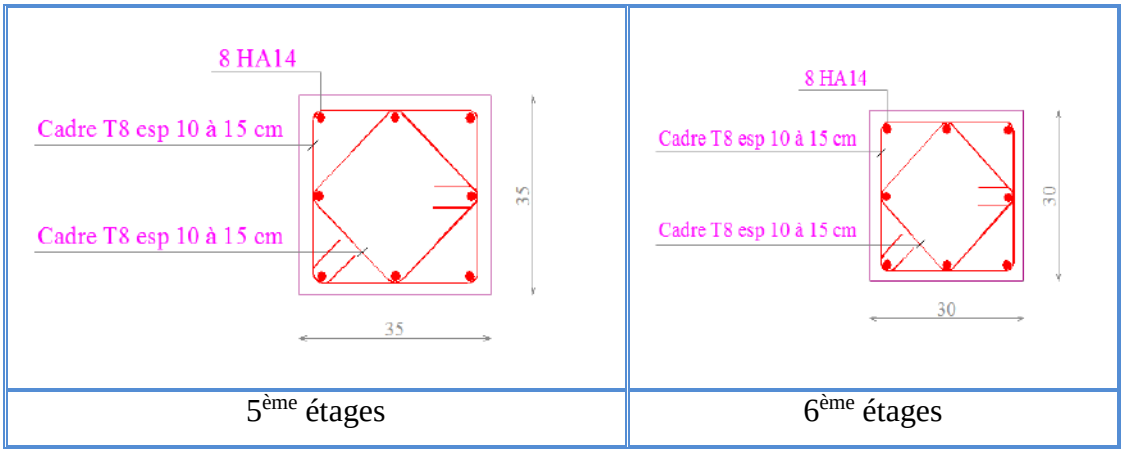


Figure.V.5. Disposition des armatures pour les poteaux.



5ème étages	6ème étages

Figure.V.6. Ferraillage des poteaux des étages 5ème et 6ème étage.

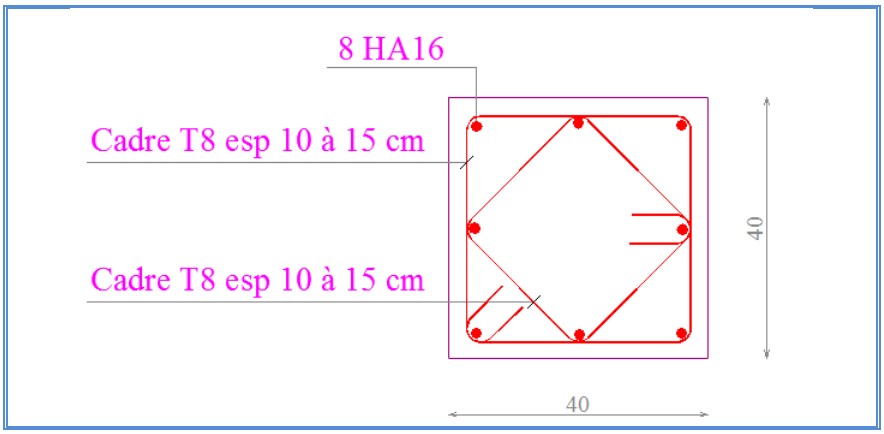


Figure.V.7. Ferraillage des poteaux des étages, 1ere, 2ème ,3ème et 4ème étage.

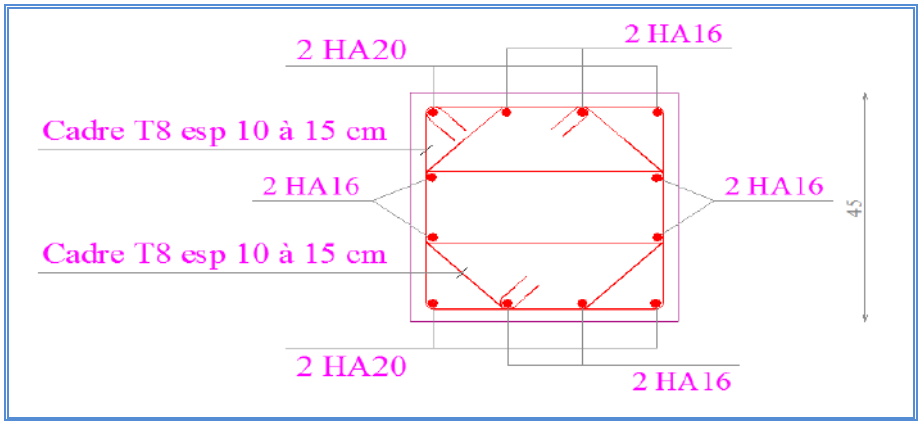


Figure.V.8. Ferraillage des poteaux de RDC.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- ❖ S: section transversale du voile: S = a .L
- ❖ I : moment d'inertie : $I = \frac{a.h^3}{12}$
- ❖ L: la largeur du voile.

- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

Cas1 : Si$\sigma_1$et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

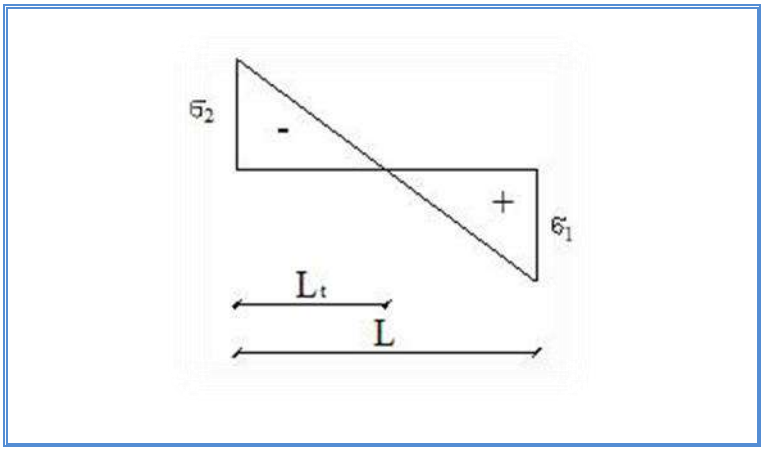


Figure.V.09. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] . L . a$$

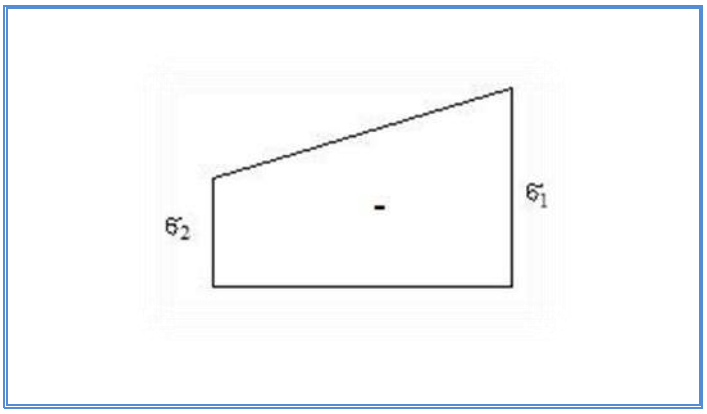


Figure.V.10. Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si $\sigma_1$etσ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement :

$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$

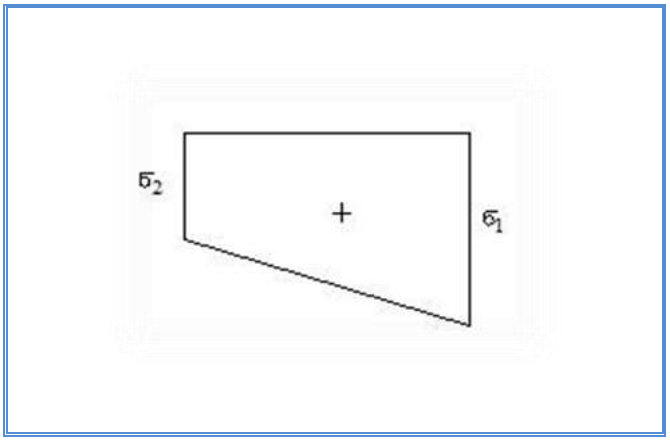


Figure.V.11. Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.2.a. Recommandations réglementaires :

❖ **Armatures verticales :**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93 :**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%\ B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.

- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **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 ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq \min[0{,}9d ; 40cm]$ $S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.\ a}$

$S_t \leq \frac{A_h .0{,}9.\ f_{eh}}{\gamma_s .a .\tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h : hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003) :**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1{,}5a ; 30cm]$

❖ **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.2.b. Recommandations pour les voiles :(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

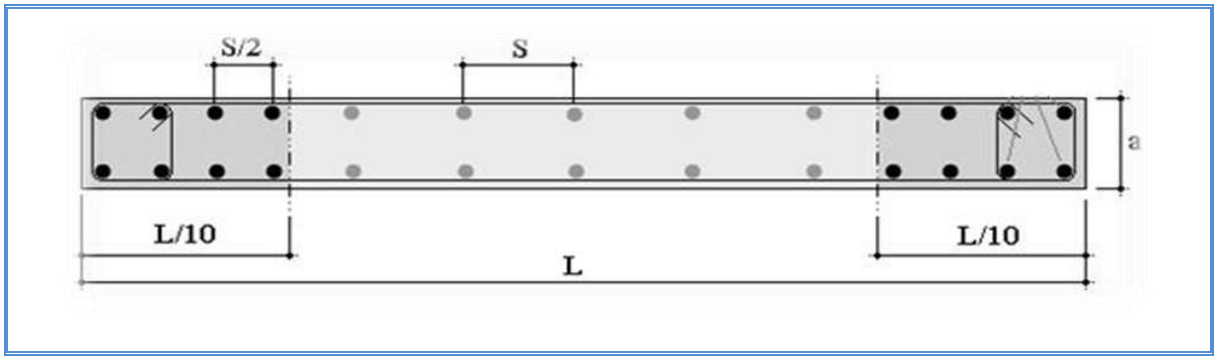


Figure.V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3. Armatures verticales :

V.4.3.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V.19. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.20. Les voiles pleines (sens-X), L=2.70m.

Niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	2.25	G+Q+Ex	1694.02	605.05	9.60	9.60	16.8	5.06	6.75	2(17AH12)=19.23
1 -2	2.30	G+Q+Ex	1439.67	340.71	9.80	9.80	17.2	5.15	6.90	2(17AH12)=19.23
3-4	2.35	G+Q+Ex	921.42	104.19	10.0	10.0	17.6	5.29	7.05	2(17AH12)=19.23
5-6	2.40	G+Q+Ex	434.59	-59.36	10.2	10.2	18.0	5.4	7.20	2(17AH12)=19.23

Tableau.V.21. Les voiles pleines (sens-X), L=1.65 m.

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	1.20	G+Q+Ex	1034.65	297.71	5.40	5.40	9.00	2.7	3.6	2(9HA12)=10.18
1 -2	1.25	G+Q+Ex	916.41	189.85	5.60	5.60	9.37	2.81	3.75	2(9HA12)=10.18
3-4	1.30	G+Q+Ex	632.83	98.32	5.82	5.80	9.75	2.92	3.90	2(9HA12)=10.18
5-6	1.35	G+Q+Ex	295.33	65.36	6.00	6.00	10.1	3.04	4.05	2(9HA12)=10.18

Tableau.V.22. Les voiles pleines (sens-Y), L=2,32 m.

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	1.87	G+Q+Ey	1028.65	254.80	8.08	8.08	14.02	4.21	5.61	2(14HA12)=15.38
1 -2	1.92	G+Q+Ey	464.73	153.56	8.28	8.28	14.40	4.32	5.76	2(14HA12)=15.38
3-4	1.97	G+Q+Ey	325.82	122.32	8.48	8.48	14.77	4.43	5.91	2(14HA12)=15.38
5-6	2.02	G+Q+Ey	166.17	68.30	8.68	8.68	15.15	4.53	6.06	2(14HA12)=15.38

Tableau.V.23. Les voiles pleines (sens-Y), L=3,31 m.

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	2.86	G+Q+Ey	453.87	4391.00	12.04	12.04	21.45	5.76	8.58	2(20HA12)=22.62
1 -2	2.91	G+Q+Ey	813.32	3494.64	12.24	12.24	21.82	6.55	8.73	2(20HA12)=22.62
3-4	2.96	G+Q+Ey	367.11	2378.11	12.44	12.44	22.20	6.66	8.88	2(20HA12)=22.62
5-6	3.01	G+Q+Ey	253.55	1585.12	12.64	12.64	22.57	6.77	9.03	2(20HA12)=22.62

Tableau.V.24. Les voiles pleines (sens-X), L=3,64m.

Niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	0.2 %B (cm^2)	A_t (cm^2)
RDC	3.19	G+Q+Ey	1256.77	6524.55	13.36	13.36	23.92	7.18	9.57	2(22HA12)=24.88
1 -2	3.24	G+Q+Ey	1167.87	5266.34	13.56	13.56	24.30	7.29	9.72	2(22HA12)=24.88
3-4	3.29	G+Q+Ey	1107.46	4040.40	13.76	13.76	24.76	7.40	9.87	2(22HA12)=24.88
5-6	3.34	G+Q+Ey	995.60	2940.52	13.96	13.96	25.05	7.51	10.02	2(22HA12)=24.88

V.4.3.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv =**20** cm En zone courante
Sv/2 = **10** cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)
Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

V.4.3.c Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et

$\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa.$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.25.vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X), (L=2.70m).

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	$б_s$	*vérification*
RDC	2.25	G+Q	833.93	-24.04	18.10	18.10	2.24	33.52	CV
1 -2	2.30	G+Q	758.3	-65.68			2.22	33.17	CV
3-4	2.35	G+Q	481.43	-151.81			1.92	28.58	CV
5-6	2.40	G+Q	286.65	-132.97			1.32	19.58	CV

Tableau.V.26.vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X) , (L=1.65m).

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	$б_s$	*vérification*
RDC	1.20	G+Q	558.51	5.70	10.80	10.80	2.76	41.34	CV
1 -2	1.25	G+Q	501.96	6.68			2.42	36.23	CV
3-4	1.30	G+Q	346.64	13.76			1.76	26.33	CV
5-6	1.35	G+Q	152.85	15.97			0.90	13.40	CV

Tableau.V.27.vérification des armatures a ELS des voiles (sens-Y) , (L=2.32m).

niveau	L	combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	бs	*vérification*
RDC	1.87	G+Q	743.20	40.95	15.38	15.38	2.59	38.79	CV
1 -2	1.92	G+Q	661.22	55.78			2.39	35.76	CV
3-4	1.97	G+Q	454.96	88.30			1.96	29.18	CV
5-6	2.02	G+Q	214.79	87.99			1.22	18.02	CV

Tableau.V.28.vérification des armatures a ELS des voiles (sens-X) , (L=3,64m).

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$б_b$	$б_s$	*vérification*
RDC	3.19	G+Q	3603.21	697.60	24.88	24.88	1.92	28.71	CV
1 -2	3.24	G+Q	2102.32	321.32			1.76	26.39	CV
3-4	3.29	G+Q	1392.30	296.63			1.09	16.24	CV
5-6	3.34	G+Q	986.6	103.42			0.73	10.92	CV

Tableau.V.29.vérification des armatures a ELS des voiles (sens-Y) , (L=3,31m).

Niveau	L	Combinisant	N (KN)	M (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b	σ_s	*vérification*
RDC	2.86	G+Q	2002.08	629.75	22.62	22.62	1.89	28.36	CV
1 -2	2.91	G+Q	1933.06	455.92			1.81	27.14	CV
3-4	2.96	G+Q	1659.29	391.00			1.39	2086	CV
5-6	3.01	G+Q	488.06	162.02			1.25	18.71	CV

❖ **Les armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements. Et les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Dont le diamètre des armatures Øt est tel que $Øt \geq \frac{\phi_v}{3}$, Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Øv=12mm $\Rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3}$ =4mm ⇒ On adopte:Øt=6mm.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ= 48 cm

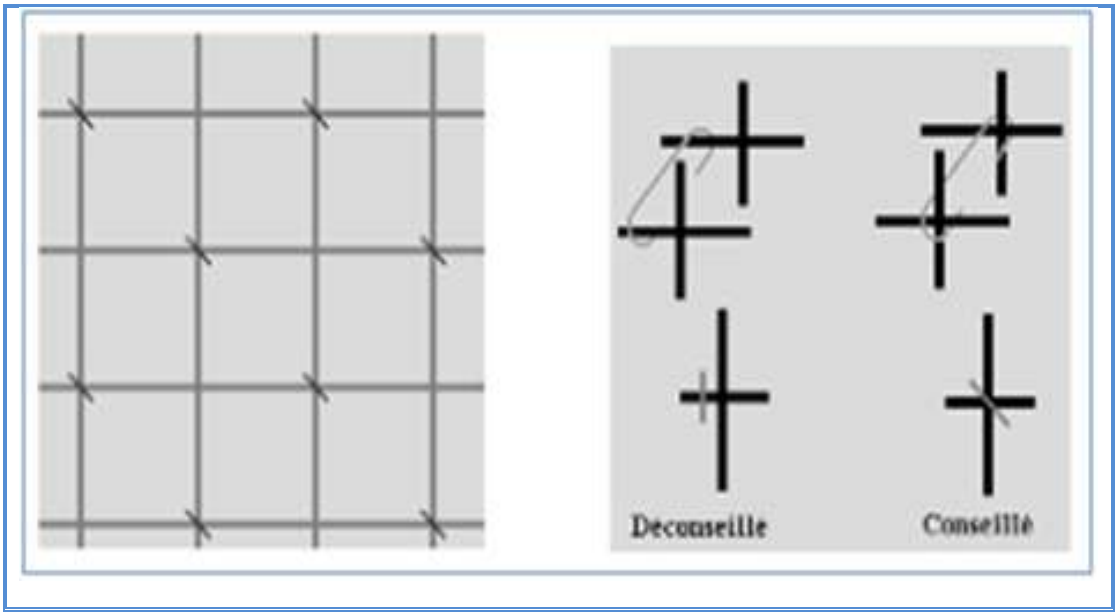


Figure.V.13. Les armatures transversales et les épingles.

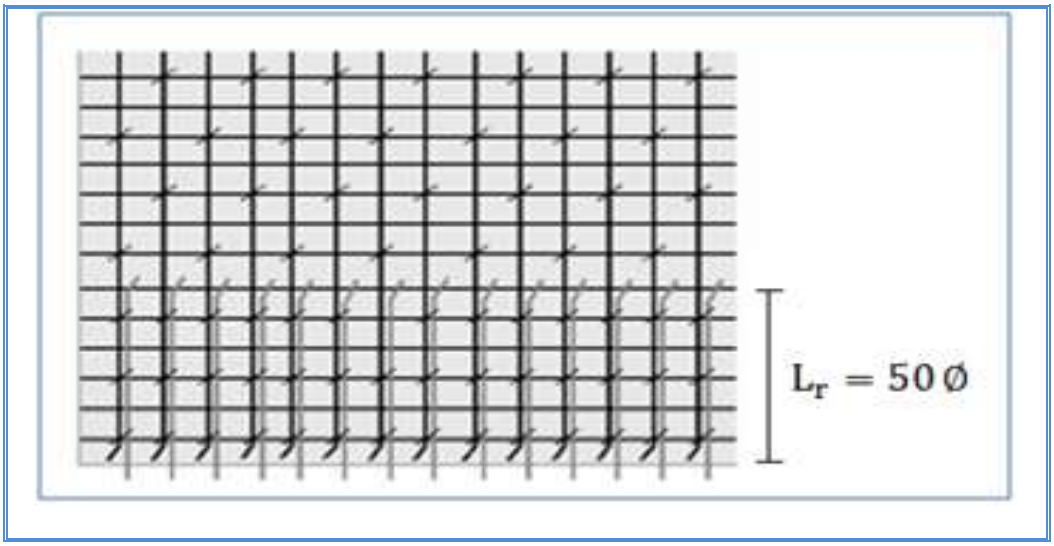


Figure.V.14. La zone de recouvrement des voiles.

❖ **Les armatures horizontales :**

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003, on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0{,}9.\, A_t.\, \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.\, f_{t28}.\, K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K=1-10.\frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } (0{,}9d;\ 40cm) \textbf{ CBA93} \\ S_t \leq \min (1{,}5a;\ 30cm) \textbf{RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau V.30. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

Voile	Niveau	L (m)	Vu (kN)	$\overline{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
V1(3.64)	RDC	3.19	924.22	1293.90	ACC	3.54	5	Oui
	1+2éme	3.24	663.73	929.26	ACC	2.54	5	Oui
	3+4éme étage	3.29	378.86	530.40	ACC	1.45	5	Oui
	5-6 éme	3.34	256.36	358.90	ACC	0.98	5	Oui
V2(3.31)	RDC	2.86	673.55	942.97	ACC	2.28	5	Oui
	1+2éme	2.91	578.72	810.21	ACC	1.96	5	Oui
	3+4éme	2.96	243.18	340.45	ACC	0.82	5	Oui
	5-6 éme	3.01	194.36	272.10	ACC	0.66	5	Oui

❖ **Calcule les 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 ".

✍ **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a \qquad S_h \le \frac{A.h}{0.0030} \qquad S_h \le \min[1.5a; 30cm]$$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

Tableau V.31. Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.

Voile	L (m)	S_h (cm)		$\emptyset_{max}$ (cm)	$A_{h\ min}$ (cm^2) (RPA)	$A_{h\ min}$ (cm^2) (CBA)	$A_{h\ choisé}$ (cm^2)	$S_{hchoisi}$ (cm)
		RPA	CBA					
V1	3.64	22.5	40	1.5	6.09	2(15.71)	2(16HA12)	15
V2	3.31	22.5	40	1.5	6.21	2(15.71)	2(14HA10)	15
V3	2.32	22.5	40	1.5	6.21	2(15.71)	2(14HA10)	15
V4	2.70	22.5	40	1.5	6.09	2(15.71)	2(16HA12)	15
V5	1.65	22.5	40	1.5	6.21	2(15.71)	2(14HA10)	15

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des éléments structuraux, 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

Etudes de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance du sol :

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

VI.2.1. Nature de la couche de fondation :

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 13,5°$; $c = 0,53$ bar ; $\sigma_{sol} = 2$ bar ;$\sigma sol = 2$ bar

VI.2.2. Fondation des ouvrages :

La profondeur d'ancrage préconisée est de 2,00 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. Stabilité du site :

- ❖ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- ❖ Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.4. Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- ❖ La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- ❖ Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- ❖ Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- ❖ Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Efforts transmis par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- ❖ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ❖ S : Surface de la fondation.
- ❖ N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2 bar = 0,20 MPa

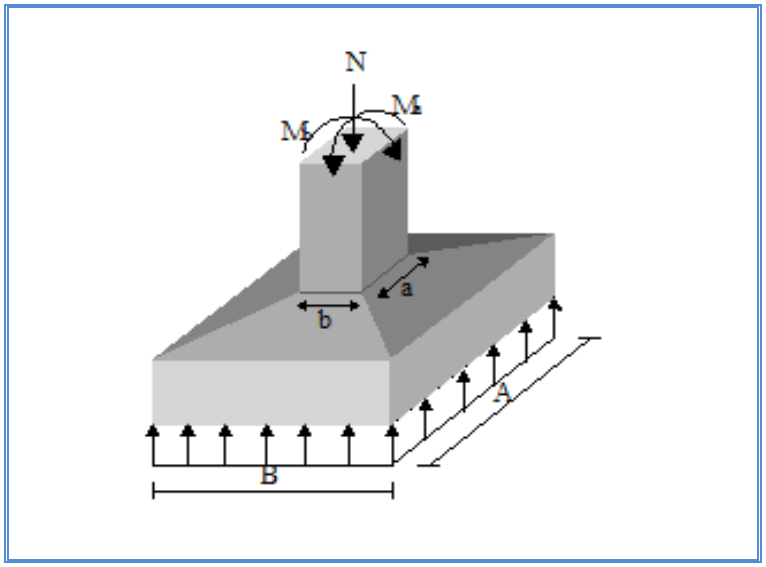


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.1. Semelles isolés.

Semelle	N_{ser} (KN)	$A_{choisie}$(m)	h(m)	d(m)	e(m)
S_1	841.13	2.40	0.55	0.52	0.03
S_2	784.93	2.30	0.55	0.52	0.03
S_3	588.49	2.00	0.45	0.42	0.03
S_4	590.96	2.00	0.45	0.42	0.03
S_5	631.37	2.00	0.45	0.42	0.03
S_6	874.2	2.40	0.55	0.52	0.03
S_7	963.67	2.50	0.60	0.57	0.03
S_8	577.42	2.00	0.45	0.42	0.03
S_9	683.5	2.20	0.50	0.47	0.03
S_{10}	717.39	2.20	0.50	0.47	0.03
S_{11}	895.24	2.50	0.55	0.52	0.03
S_{12}	422.39	1.70	0.40	0.37	0.03
S_{13}	609.27	2.00	0.45	0.42	0.03
S_{14}	690.13	2.20	0.50	0.47	0.03
S_{15}	754.44	2.20	0.50	0.47	0.03
S_{16}	1021.14	2.60	0.60	0.57	0.03

VI.4.2.Vérification du chevauchement entre les semelles :

VI.4.2.a.Notion des bulbes de pression :

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

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

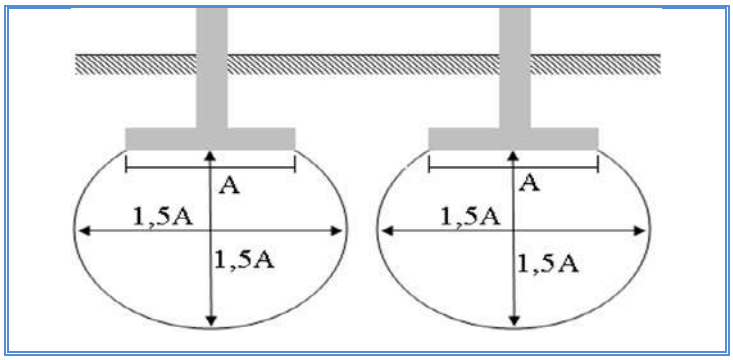


Figure.VI.2. Les bulles de pression.

On a : $L \geq 1.5\ (B1+B2)/2$

VI.4.2.b.Vérification de chevauchement Suivants x :

Tableau.VI.2. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X.

semelles	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	vérifier
S_1 , S_2	3.00	2.40	2.30	3.52	C.N.V
S_2 , S_3	4.80	2.30	2.00	3.22	C.V
S_3 , S_4	2.70	2.00	2.00	3.00	C.N.V
S_5 , S_6	2.20	2.00	2.40	3.30	C.N.V
S_6 , S_7	4.80	2.40	2.50	3.67	C.V
S_7 , S_8	2.70	2.50	2.00	3.37	C.N.V
S_9 , S_{10}	3.00	2.20	2.20	3.30	C.N.V
S_{10} , S_{11}	4.00	2.20	2.50	3.52	C.V
S_{12} , S_{13}	3.00	1.70	2.00	2.77	C.V
S_{13} , S_{14}	3.20	2.00	2.20	3.15	C.V
S_{14} , S_{15}	3.00	2.20	2.20	3.30	C.N.V
S_{15} , S_{16}	4.80	2.20	2.60	3.60	C.V

VI.4.2.c.Vérification de chevauchement Suivants y :

Tableau.VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y.

Semelles	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	Vérification
S_9 , S_{12}	3.31	2.2	1.7	2.92	C.V
S_2 , S_5	3.50	2.30	2.00	3.22	C.V
S_5 , S_{10}	3.00	2.00	2.20	3.15	C.N.V
S_{10} , S_{13}	3.20	2.20	2.00	3.15	C.V
S_2 , S_6	4.00	2.30	2.40	3.52	C.V
S_6 , S_{11}	3.45	2.40	2.50	3.67	C.N.V
S_{11} , S_{15}	4.40	2.50	2.20	3.52	C.V
S_3 , S_7	4.00	2.00	2.50	3.37	C.V
S_4 , S_8	4.00	2.00	2.00	3.00	C.V

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre la majorité des semelles Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

- **Les données de calcul :**

Situation durable (γs= 1,15), Aciers FeE 400, $f\,c28$= 25 MPa ,

Site catégorie : S3

σ_{sol} = 0.20 MPa (service),

L'enrobage : d=3 cm,

L'ancrage de la semelle D=2.0m

VI.4.3.Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\sigma = \frac{\sigma_{ser} + \sigma_{semelle} + \sigma_{amorce\ poteau} + \sigma_{remblai}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau.VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées .

Semelle	Comb	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	N_{total} (KN)	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
S_{12}	G+Q	422.39	6.58	83.23	28.90	541.10	0.19	0.20	C.V
S_{13}	G+Q	609.27	6.33	111.60	45.00	772.20	0.19	0.20	C.V

VI.4.4.Calcul ferraillage de la semelle :

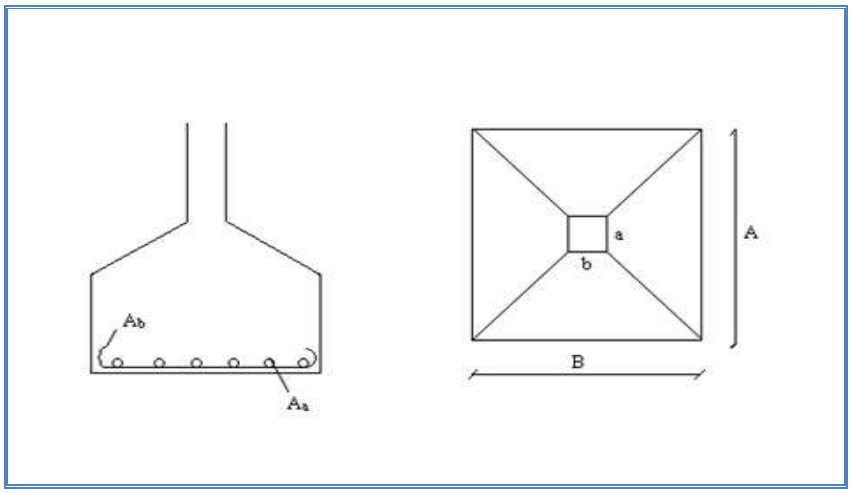


Figure.VI.3. Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau.

➢ ***Méthode de bielle :***

$$A_a = \frac{N(A-a)}{8d_a.\sigma_s} \qquad A_b = \frac{N(B-b)}{8d_b.\sigma_s} \Longrightarrow \quad d_a \geq \frac{A-a}{4} \qquad d_b \geq \frac{B-b}{4} \Longrightarrow \quad d=\text{Max}(d_a ; d_b)$$

Dons Notre cas : A=B

VI.4.4.a.Ferraillage a l'LEU:

Tableau.VI.5. Calcule ferraillage à L'ELU des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_1	574.88	6.04
S_2	831.76	8.77

VI.4.4.b.Ferraillage a l'LES :

Tableau.VI.6. Calcule ferraillage à l'ELS des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	$A_{cal}(cm^2)$
S_1	422.39	9.10
S_2	609.27	14.83

D'après ces résultats on adopte la section de ferraillage maximal (à L'ELS), on trouve :

Tableau.VI.7. Les armature des semelles isolée.

Semelle	A_{choisi} (cm^2)	Es(cm)
S_1	9HA12=10.17	15
S_2	14HA12=15.53	15

VI.5. Calcul 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.
- Non poinçonnement.

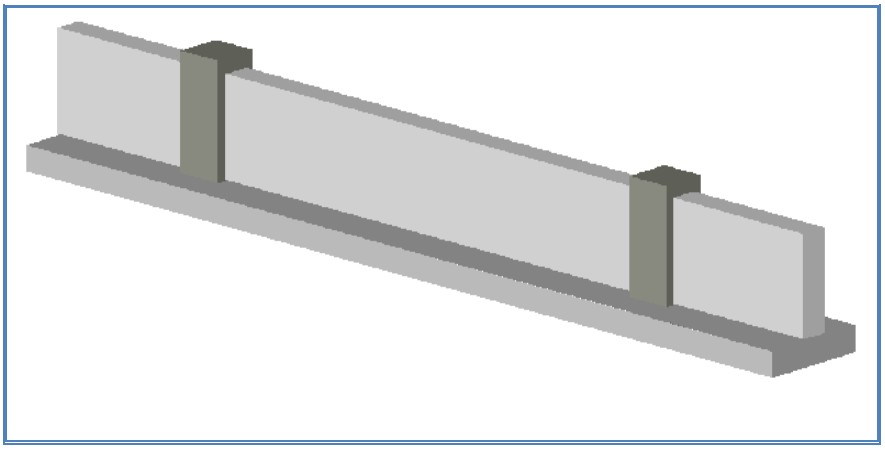


Figure.VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile.

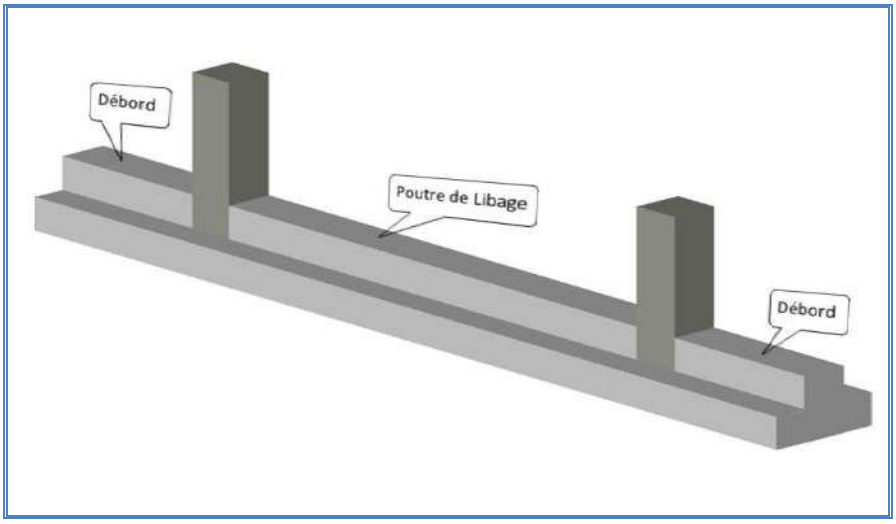


Figure.VI.5. Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

∑N : est la somme des efforts normaux.
∑M : est la somme des moments.
L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2} ;$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.5.1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voile :

Tableau.VI.8. dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	d (cm)	c (cm)
SF1	3.64	897.40	246.54	1.23	1.80	45	29	3
SF2	2.30	754.28	327.95	1.64	1.80	45	39	
SF3	3.31	673.32	203.42	1.02	1.80	45	24	
SF4	1.65	558.51	339.49	1.69	1.80	45	41	

VI.5.1.2. Dimensionnement des Semelle filante sous poteaux :

Tableau.VI.9. dimensions des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{choisie}$(m)	h(cm)	d(cm)	c(cm)
SF1	20.84	2959.38	142.00	0.71	1.80	35	14	3
SF2	41.45	8203.85	197.92	0.99	1.80	35	14	
SF3	35.66	9213.65	258.37	1.29	1.80	35	27	
SF4	31.66	6115.45	193.16	0.97	1.80	35	14	

VI.5.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

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

Avec $\sigma = \frac{P_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblai}}{S_f}$

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

VI.5.2.1. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile:

Tableau.VI.10. vérifications des contraintes des semelles filantes sous voile.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	$P_{amorce\ voiles}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	897.40	7.84	132.02	53.23	18.22	0.194	0.2	C.V
SF2	754.28	7.84	109.08	43.98	15.22	0.195	0.2	C.V
SF3	673.32	7.84	101.58	4096	18.22	0.196	0.2	C.V
SF4	558.51	7.84	82.86	33.41	18.90	0.198	0.2	C.V

VI.5.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteaux :

Tableau.VI.11. vérifications des contraintes des semelles filantes sous poteau.

Semelle	N (KN)	$P_{amorce\ poteau}$	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	2959.38	7.81	618.94	182.35	0,19	0,20	C.V
SF2	8203.85	7.81	1231.06	362.68	0,19	0,20	C.V
SF3	9213.65	7.81	1588.65	468.03	0,19	0,20	C.V
SF4	6115.45	7.81	940.30	277.02	0.18	0.20	CV

❖ **Tableau.VI.12.** Vérification de chevauchement entre les semelles filantes.

L(m)	B(m)	B'(m)	$L - \frac{B-B'}{2}$(m)	$L - \frac{B - B'}{2} > 50$
3.65	1.80	1.80	3.65	Oui
2.14	1.80	1.80	2.14	Oui
3.97	1.80	1.80	3.97	Oui

Conclusion :

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

VI.6.Ferraillage :

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

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

VI.6.1.Ferraillage Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.13. Armatures principales des semelles filantes sous voile.

Semelle	L(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/ m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)	Es
SF1	3.64	1017.59	279.55	897.40	246.54	5,65	7,21	8HA12=9.05	12
SF2	2.30	918.56	399.37	754.28	327.95	3,77	4,81	6HA12=6.79	15
SF3	3.31	805.77	243.43	673.32	203.42	4,86	6,24	8HA12=9.05	12
SF4	1.65	702.92	426.01	558.51	339.49	3,40	4,34	6HA12=6.79	15

Tableau.VI.14. Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	L(m)	Nu KN/m	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	$A_u(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_{final} (cm^2)
SF5	20.84	9751.56	467.92	2959.38	142.00	4,71	6,02	8HA12= 9,05
SF6	41.45	9943.26	239.88	8203.85	197.92	4,82	6,15	6HA12= 9,05
SF7	35.66	12624.51	354.02	9213.65	258.37	4,93	7.32	6HA12= 9,05
SF8	31.66	8354.06	263.86	6115.45	193.16	4,93	6,29	6HA12= 9,05

- Pour les semelles (SF_1, …. SF_9) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

VI.6.2.Ferraillage Armatures de répartition :

$A_{rép} = A.B/4$

$ES = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau.VI.15. Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{rép} = A.B/4$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	3.24	6HA12=6.79	15
SF2	2.16	6HA12=6.79	15
SF3	2.80	6HA12=6.79	15
SF4	1.65	6HA12=6.79	15
SF5	2.70	6HA12=6.79	15
SF6	2.76	6HA12=6.79	15
SF7	3.29	6HA12=6.79	15
SF8	2.83	6HA12=6.79	15

VI.6.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau.VI.16. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm	Ancrage
SF1	12	42.85	22.5	45.00	Courbe

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.6.4.Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.17. Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_s(KN)	M_s(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	897.40	300.34	0.33	1.80	0.40	C.V
SF_2	754.28	275.14	0.36	1.80	0.40	C.V
SF_3	673.32	232.42	0.34	1.80	0.40	C.V
SF_4	558.51	211.14	0.37	1.80	0.40	C.V
SF_5	2959.38	1080.12	0.36	1.80	0.40	C.V
SF_6	8203.85	2713.45	0.33	1.80	0.40	C.V
SF_7	9213.65	3321.89	0.36	1.80	0.40	C.V
SF_8	6115.45	1764.50	0.28	1.80	0.40	C.V

VI.7. Poutre de libage :

VI.7.1.Dimensionnement :

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

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1, PL2, PL3, PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF4, SF5, SF6 et SF8) respectivement.

Tableau.VI.18. Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm^4)	l_e(cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.45	4.80	0.70	213333.33	1.14	1.80	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau.VI.19. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	9751.56	2959.38	20.84	467.92	142.00
PL2	9943.26	8203.85	41.45	239.88	197.92
PL3	12624.51	9213.65	35.66	354.02	258.37
PL4	8354.06	6115.45	31.66	263.86	193.16

VI.7.2.calcule des moments :

Tableau.VI.20. Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	-730.09	632.84	-539.00	467.20

VI.7.3.Armatures longitudinales :

VI.7.3.1Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en traction simple.

$$\varphi = 10$$

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.VI.21. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	632.84	35	30.80	0.00	10HA20=31.42
	appui	-730.09	35	36.50	0.00	12HA20=37.70

VI.7.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : $[\sigma_b]$= 15Mpa ; $[\sigma_s]$= 202Mpa

Tableau.VI.22. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M ser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	31.42	467.20	8.4	167.2	CV
	Appui	37.70	-539.00	8.6	146.8	CV

VI.7.3.3.Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

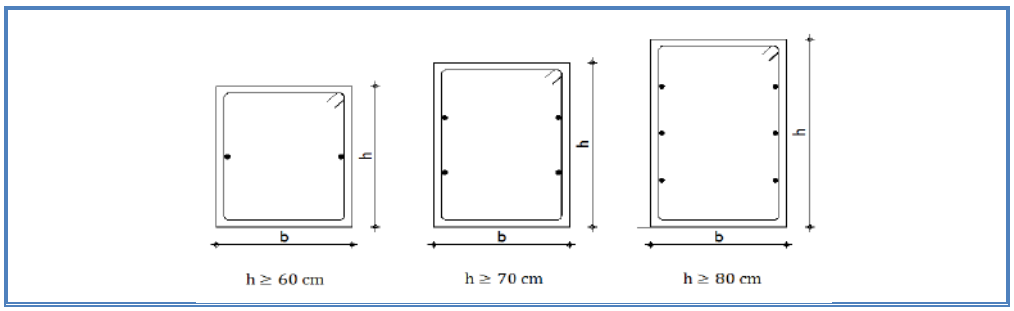


Figure.VI.6. Armatures de peau.

6

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage ; un type a une hauteur h=40cm, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires,

VI.7.4.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau.VI.23. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	716.37	2.10	2.5	4T8=2.01	10	15

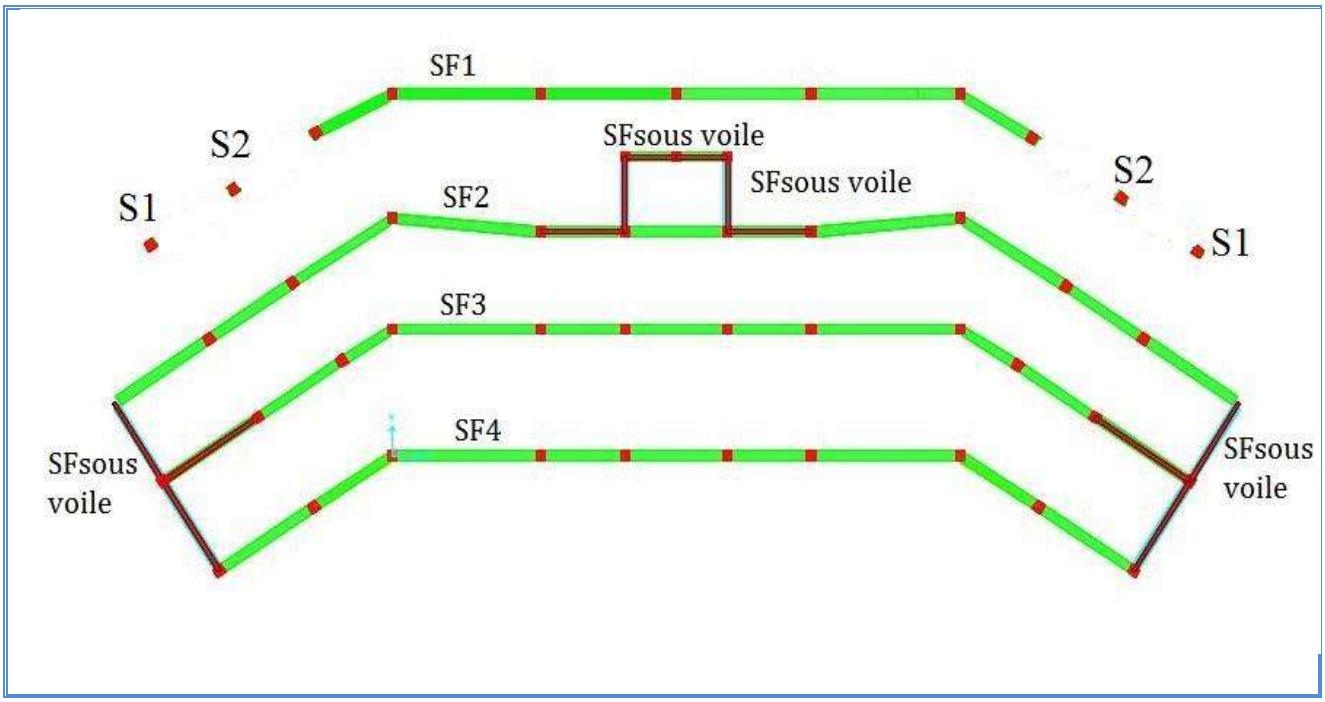


Figure.VI.7.disposition finale des semelle.

VI.8.LES LONGRINES :

- **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]**

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

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

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas α=10 (Zone III)

On adopte : 30*30 cm^2

Tableau.V.24. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

VI.8.1.Recommandation des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1).

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

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

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right]$

VI.8.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

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

Tableau.VI.25. Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	A_{Min} CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A choisie (cm^2)
30*30	1410.91	141.09	0.9	5.40	4.72	6HA12=6.78

VI.8.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$ = 202Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.VI.26. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*25	1121.13	112.11	6HA12=6.78	23.75	202	CV

VI.8.4.Calcul des armatures transversales :

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15φℓ)

- $\varphi_t=\varphi_1/3=10/3=3.33$

On adopte φ_t=6mm

- $A_t=4\varphi6$

❖ **Espacement :**

✍ $S_t \leq$ min [20cm ; 15φt]=min [20cm ; 18cm]

On adopte : St=15cm

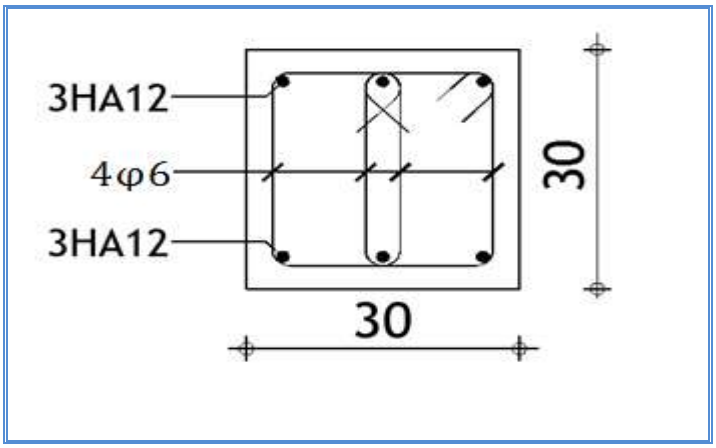


Figure.VI.8. Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale



Conclusion Générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, on un système de contreventement (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien.

Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction.

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Bibliographie

Documents réglementaires :

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

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP 2000 version 19.
- AUTO CAD 2014.
- ROBOT EXPERT.