République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière Filière

Génie Civil

Projet de Fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+5étages+Sous-sol)

Présenté par :

- OTMANINE Mohamed Walid
- GHERABLI Yahia

Encadré par :

- Mr. SKENDER Zakaria

Promotion : Juin 2016

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation et aussi, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Mr. SKENDER Zakaria pour ses conseils et son aide précieux.

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

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

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout à l'ingénieur OULD TURKI Benaissa et SAIDI Mouloud et les ingénieurs ROUIS Mohamed et BERKI Brahim, à bureau d'étude ABBADI Samir, et à tous mes collègues de génie civil.

Nous leur disons merci de tous nos cœurs.

Yahia et m^ed walid



Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la Patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce lapidaire travail :

***A** mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

***A** ma chère sœur*

DALILA

***A** mon cher frère*

Mohamed Raouf

***A** toute la famille*

GHERABLI sans exception

A mon binôme OTMANINE Mohamed walid qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

***A** tous mes chers amis*

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre promoteur :

Mr .SKENDER Zakaria pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** tous mes collègues de la promotion **2015/2016.



GHERABLI Yahia



Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce lapidaire travail :

***A** mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

***A** mes chers frères*

Yassine ; Amine

***A** toute la famille*

***OTMANINE** sans exception*

A mon binôme GHERABLI Yahia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

***A**mes très chères amies*

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre promoteur :

Mr .SKENDER Zakaria pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** tous mes collègues de la promotion **2015/2016.



OTMANINE Mohamed Walid

SOMMAIRE

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....2

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 2

I.2.1. Dimensions en élévation 2

I.2.2. Dimensions en plan……..2

I.3. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE 5

I.3.1. Planchers.....5

I.3.2. Les balcons 5

I.3.3. Maçonnerie.....5

a) Les murs extérieurs……5

b) Les murs intérieurs ……..……5

I.3.4. Revêtements.....5

I.3.5. Le plafond.....5

I.3.6. L'acrotère…….…….…5

I.3.7. Les escaliers.....5

I.3.8. Infrastructure.....6

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....6

I.4.1. Le béton.....6

a) Composition de béton.....6

- Qualités recherchées pour un bon béton ...……..... 6

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton 7

1. Masse Volumique 7

2. Résistance à la compression.....7

3. Résistance à la traction.....7

c) Module d'élasticité.....7

1. Module de déformation longitudinale au béton 7

2. Module d'élasticité transversale.....7

d) La contrainte de calcul béton comprimé 8

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) 8

- Etat Limite Service (E.L.S) 8

I.4.2. Les armatures 9

a) Définition.....9

b) Caractéristiques mécaniques.....9

c) Contrainte de calcul d'acier 9

- Etat Limite Ultime (E.L.U) 9

- Etat Limite Service (E.L.S) 10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION.....11

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....11

II.2.1. Planchers à corps creux.....11

II.2.2. Planchers dalles pleines.....12

a) Critère de résistance….....12

b) Sécurité contre l'incendie.....12

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES……..……..12

II.3.1. Plancher Terrasse.……...…...12

II.3.1.1. Charges permanentes 12

II.3.1.2. Charges d'exploitation 13

II.3.2. Plancher courant.....14

II.3.2.1. Charges permanentes 14

II.3.2.2. Charges d'exploitation 15
II.3.3. Maçonnerie.....15
a) Les murs extérieurs……..……15
b) Les murs intérieurs..…….…… ..15
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT …….....16
II.4.1. Les portiques.....16
A) Les poutres……16
B) Les poteaux ……..……17
1. Les étapes de Pré dimensionnement…….……17
II.5. LES VOILES 19
II.5.1. pré dimensionnement des voiles 19

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE.....21
III.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....21
III.1.2. Calcul des efforts..... 21
III.1.3. Calcul de ferraillage.....22
III.1.3.1. L'état limite ultime (ELU).....22
1. Calcul de l'excentricité.....22
2. Calcul du moment de flexion.....22
3. Calcul des armatures verticales..... 22
4. Condition de non fragilité..... 23
5. Calcul des armatures de répartition..... 23
6. Calcul d'espacement..... 23
III.1.3.2. Vérification à l'état limite de service (ELS).....23
1. Calcul de l'excentricité 23
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant 25

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 26
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme 26
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX.....27
III.2.1. La dalle de compression.....27
III.2.2. Les poutrelles.....28
III.2.2.1. Avant coulage 28
- Vérification de la flèche.....29
- Calcul des nombres étaiements.....29
III.2.2.2. Après coulage 30
III.2.2.2.1. Les méthodes de calcul.....30
III.2.2.2.1.a. La méthode forfaitaire 30
III.2.2.2.1.b. Méthode de CAQUOT 31
III.2.2.3. Récapitulations.....39
III.2.2.4. Ferraillage des poutrelles.....39
- Calcul des armatures longitudinales.....39
- Calcul des armatures transversales 41
- Calcul escapement 41
III.2.2.5. Les vérification 42
III.2.2.5.1. Vérification de l'effort tranchant.....42
III.2.2.5.2. Vérification au voisinage de l'appui.....42
III.2.2.5.3. Vérification de la flèche 42
III.3. LES ESCALIERS 45
III.3.1.Pré-dimensionnement.....46
III.3.2. Evaluation des charges et surcharges.....46
III.3.2.1. Charges permanentes.....46
III.3.2.2. Détermination des efforts.....47

III.3.3. Calcul du ferraillage.....49
III.3.3.1. Condition de non fragilité.....50
III.3.3.2. Armatures de répartition 50
III.3.3.3. Condition d'espacement 50
III.3.3.4. Vérification de l'effort tranchant 50
III.3.3.5. Vérification à l'ELS.....51
III.3.3.5. Vérification de la flèche 51
III.4. CALCUL DE LA CONSOLE SOUS PAILLASSE 53
III.4.1. Vérification des prescriptions du RPA 99 version 2003..... 53
III.4.1.a. Calcul des efforts 53
III.4.1.b. Calcul du ferraillage 54
III.4.1.b.1. Vérification de l'effort tranchant.....55
III.4.1.b.2. Les armatures transversales..... 55
III.4.1.b.3. Vérification de la section minimale 55
III.4.1.b.4. Vérification de compression dans la bielle de béton 55
III.4.1.b.5. Vérification au voisinage de l'appui 56
III.4.1.b.6. Vérification à l'ELS..... 56
III.5. LES DALLES PLEINES 57
III.5.1. Méthode de calcul 57
III.5.2. Principe de calcul.....57
III.5.2.a. Travail externe.....57
III.5.2.b. Travail interne 57
III.5.3. Calcul des actions 58
III.5.4. Calcul de la dalle 58
III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine 59
III.5.6. Les vérifications 60

III.5.6.1. Vérification de l'espacement entre les aciers.....60
III.5.6.2. Vérification de l'effort tranchant..... 60
III.5.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....60
III.5.6.4. Vérification de la flèche.....61

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....62
IV.2. CARACTERISTIQUS GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE.....63
IV.2.1. Centre de masse.....63
IV.2.2. Centre de torsion 64
IV.2.3. Excentricité.....67
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique).....67
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle.....67
IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle..... 68
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL..... 68
IV.3.1. Introduction..... 68
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale..... 68
IV.3.2.1. Principe de la méthode..... 68
IV.3.2.2. Modélisation.....68
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 68
IV. 4. Résultats de l'analyse dynamique.....72
IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....72
IV.4.2. Vérification de la participation massique.....74
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....75
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement.....75
IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....76

IV.4.4.b. Moment de renversement.....78
IV.4.4.c. Moment stabilisant.....78
IV.4.5.Vérification des déplacements inter-étage..... 79
IV.4.6.Vérification des déplacements en tête.....80
IV.4.7. Vérification de cisaillement des éléments.....80
IV.4.7.a. Les poutres.....80
IV.4.7.b. Console..... 80
IV.4.7.c. les poteaux 81
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base.....81
IV.4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....82
IV.5. CONCLUSION.....83

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION 84
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES 84
V.2.1. Introduction.....84
V.2.2. Recommandations du RPA99 version 2003.....84
V.2.2.a. Armatures transversales.....85
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….…….86
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA ……..….87
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants.....…..….89
V.2.6. Calcul des armatures transversales.....…..….90
V.2.7. Vérification de la flèche.....91
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....93
V.3.1. Introduction.....93
V.3.2. Recommandations selon les règlements.....93

V.3.3. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage.....93
V.3.4. Etat limite ultime de stabilité de forme.....94
V.3.5. Détermination des sections d'acier 94
V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....97
V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant 99
V.3.8. Armatures transversales 100
V.3.9. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale.....101
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....103
V.4.1. Introduction.....103
V.4.2. Les voiles pleins.....103
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures 104
V.4.3.1. Les trumeaux 104
V.4.3.2. Les linteaux 104
V.4.4. Méthode de calcul 104
V.4.4.1. Recommandations des règlements.....104
a) Armatures verticaux.....104
b) Armatures horizontaux 105
c) Armatures transversales.....105
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 106
V.4.5. Ferraillage des voiles pleins.....106
V.4.5.1. Armatures verticaux.....106
V.4.5.2. Armateurs horizontaux.....109
V.4.5.3. Armatures transversales 109
V.4.6. Ferraillage des voiles avec ouverture.....111
V.4.6.1. Les trumeaux 111
a) Armatures verticaux.....111

b) Armatures horizontaux 112

V.4.6.2. Les linteaux 112

V.4.6.3. Calcul de ferraillage 113

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION GENERALE.....116

- Classification des fondations…….....116
- Le choix du type de fondation .....…...116

VI.2. INTRODUCTION.....116

VI.3. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES.....117

VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées 119

VI.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....119

VI.3.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles 120

VI.4. CALCUL DES SEMELLES FILANTES.....121

VI.4.1. Dimensionnement.....121

VI.4.2. Calcul de ferraillage.....124

a) Armatures principales " A ".....124

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ ".....125

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement.....125

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement.....126

VI.5. POUTRE DE LIBAGE.....126

VI.5.1. Dimensionnement.....126

VI.5.2. Calcul des moments.....127

VI.5.3. Armatures longitudinales.....128

- Vérification des contraintes à l'ELS.....128

VI.5.4. Armatures de peau.....129

VI.5.4.1. Armatures transversales.....129
VI.6. FERRAILLAGE DES LONGRINES.....129
VI.6.1. Recommandations des règlements.....130
VI.6.2. Ferraillage à l'état limite ultime 130
VI.6.2.a. Armatures longitudinales 130
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....131
VI.6.4. Calcul des armatures transversales 131

Conclusion générale.....133

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse corps creux.....12

Tableau II.2. Charge permanente du plancher terrasse dalle pleine.....13

Tableau II.3. Charge permanente du plancher courant corps creux.....14

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant dalle pleine.....14

Tableau II.5. Charge permanente du mur double cloison.....15

Tableau II.6. Charge permanente du mur simple cloison.....15

Tableau II.7. Le Pré dimensionnement des poutres.....17

Tableau II.8. Vérification de l'effort normal.....18

Tableau II.9. Vérifications de coffrage des poteaux.....19

CHAPITRE III

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....21

Tableau III.2. Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.....21

Tableau III.3. Les données …….....22

Tableau III.4. Les charges de la poutrelle avant coulage.....29

Tableau III.5. Les charges de la poutrelle avant coulage.....29

Tableau III.6. Méthode de CAQUOT 32

Tableau III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage.....32

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU).....33

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS).....34

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU) 36

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS).....37

Tableau III.12. Récapitulations des efforts internes.....39

Tableau III.13. Calcul et vérification des armatures.....40

Tableau III.14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.....41

Tableau III.15. Ferraillages transversales des poutrelles.....41

Tableau III.16. Vérification de la flèche des poutrelles.....43

Tableau III.17. Calcul de la flèche.....44

Tableau III.18. Poids propre du palier de repos.....46

Tableau III.19. Poids propre de la paillasse.....47

Tableau III.20. Combinaisons des charges de l'escalier..... 47

Tableau III.21. Les données……..... 49

Tableau III.22. Calcul des sections d'acier de l'escalier.....50

Tableau III.23. L'espacement des armatures longitudinaux et répartitions de l'escalier..... 50

Tableau III.24. Vérification à l'ELS …….. 51

Tableau III.25. Vérification de la flèche de l'escalier 52

Tableau III.26. Calcul des efforts internes à l'ELU et à l'ELS 53

Tableau III.27. Les données……..... 54

Tableau III.28. : Calcul des sections d'acier de console 54

Tableau III.29. Vérification à l'ELS…….....56

Tableau III.30. Récapitulation des résultats de la flèche…….....56

Tableau III.31. Les actions sur la dalle.....58

Tableau III.32. Travail externe dur la dalle 58

Tableau III.33. Travail interne dur la dalle 59

Tableau III.34. Récapitulations des efforts.....59

Tableau III.35. Les données.....59

Tableau III.36. Ferraillage de la dalle pleine.....60

Tableau III.37. Vérification des contraintes à l'état limite de service.....61

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse 64

Tableau IV.2. Calcul du centre de torsion 66

Tableau IV.3. Calcul de excentricité théorique.....67

Tableau IV.4. Calcul de excentricité accidentelle.....67

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X.....69

Tableau IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y.....70

Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q 71

Tableau IV.8. Vérification de comportement des trois premiers modes.....72

Tableau IV.9. Vérification de la participation massique.....74

Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 75

Tableau IV.11. Les forces sismiques de chaque niveau.....77

Tableau IV.12. Calcul du moment de renversement.....78

Tableau IV.13. Calcul du moment de stabilité.....78

Tableau IV.14. Vérification de stabilité.....78

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....79

Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....79

Tableau IV.17. Vérification des déplacements en tête.....80

Tableau IV.18. Vérification de cisaillement des poutres 80

Tableau IV.19. Vérification de cisaillement de console..... 81

Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des poteaux sens X.....81

Tableau IV.21. Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.....81

Tableau IV.22. Vérification de l'effort normal réduit à la base.....82

Tableau IV.23. Vérification de l'effet P-Δ sens X.....82

Tableau IV.24. Vérification de l'effet P-Δ sens Y.....83

CHAPITRE V

Tableau V.1. Les données de calcul.....84

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales.....85

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.....85

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales 86

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 86

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon le RPA.....87

Tableau V.7. Vérification des poutres principales selon le CBA.....88

Tableau V.8. Vérification des poutres secondaires selon le RPA.....88

Tableau V.9. Vérification des poutres secondaires selon le CBA.....88

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....89

Tableau V.11. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....89

Tableau V.12. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les PP.....90

Tableau V.13. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les PS.....90

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres …….....91

Tableau V.15. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées.....95

Tableau V.16. Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaires..... 96

Tableau V.17. Valeurs des contraintes des poteaux carrées à l'ELS.....97

Tableau V.18. Valeurs des contraintes des poteaux circulaires à l'ELS..... 98

Tableau V.19. Valeurs des contraintes limites de cisaillement.....100

Tableau V.20. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux.....101

Tableau V.21. Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.....101

Tableau V.22. Les données de calcul…....106

Tableau V.23. Calcul des armatures verticaux des voiles pleins.....107

Tableau V.24. Vérification des armatures à ELS des voiles pleins.....108

Tableau V.25. Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins.....109

Tableau V.26. Diamètre des armatures transversales.....109

Tableau V.27. Calcul des armatures verticaux des trumeaux.....111

Tableau V.28. Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux.....111

Tableau V.29. Calcul des armatures horizontaux des trumeaux.....112

Tableau V.30. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 115

Tableau V.31. Calcul des armatures longitudinaux et transversales des linteaux.....115

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées 118

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....119

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées.....119

Tableau VI.4. Vérification de chevauchement 120

Tableau VI.5. Dimensions des semelles filantes sous poteaux et voiles.....122

Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes 122

Tableau VI.7. Vérification de chevauchement des semelles.....122

Tableau VI.8. Armatures principales des semelles filantes.....124

Tableau VI.9. Armatures de répartition.....125

Tableau VI.10. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.....125

Tableau VI.11. Vérification de la stabilité au renversement.....126

Tableau VI.12. Dimensionnement de la poutre de libage.....127

Tableau VI.13. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....127

Tableau VI.14. Détermination des moments de la poutre de libage.....128

Tableau VI.15. Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU.....128

Tableau VI.16. Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELS.....129

Tableau VI.17. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....129

Tableau VI.18. Ferraillage longitudinal des longrines 130

Tableau VI.19. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 131

Tableau VI.20. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.132

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Etage courant /RDC.....3

Figure I.2. La coupe 4

Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton…….....8

Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....9

CHAPITRE II

Figure II.1. Plancher à corps creux.....11

Figure II.2. Composants du plancher terrasse 13

Figure II.3. Composants du plancher courant 14

Figure II.4. Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse 15

Figure II.5. Les murs simples et double cloison.....16

Figure II.6. Schéma de portique.....16

Figure II.7. Coupe des voiles.....20

CHAPITRE III

Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées) 21

Figure III.2. L'acrotère.....26

Figure III.3. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....28

Figure III.4. Schématisation de la poutrelle avant coulage.....28

Figure III.5. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U.....33

Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U 34

Figure III.7. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S.....34
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S.....35
Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U.....36
Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U.....37
Figure III.11. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S.....38
Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S.....38
Figure III.13. Section de béton des poutrelles.....39
Figure III.14. Ferraillage des poutrelles.....45
Figure III.15. Représentation d'un escalier.....45
Figure III.16. Dimensions d'escalier.....46
Figure III.17. Schéma statique à l'E.L.U.....47
Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant d'escalier à l'E.L.U.....48
Figure III.19. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U.....48
Figure III.20. Schéma statique à L'E.L.S.....48
Figure III.21. Diagramme des moments fléchissant d'escalier à l'E.L.S.....49
Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S.....49
Figure III.23. Schéma statique de console.....53
Figure III.24. Diagrammes des efforts internes de console À l'E.L.U et l'E.L.S.....54
Figure III.25. Ferraillage du console sous paillasse.....56
Figure III.26. Ligne de rupture sur la dalle.....58

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Vue de la structure en 3D.....62
Figure IV.2. Disposition des voiles.....63
Figure IV.3. Inerties des voiles et des poteaux.....66
Figure IV.4. Comportement du 1er mode (translation pur suivant l'axe Y).....73

Figure IV.5. Comportement du 2ème mode (translation pure suivant l'axe X).....73

Figure IV.6. Comportement du 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).....74

Figure IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....76

Figure IV.8. Distribution des forces sismiques …….....77

Figure IV.9. Concentration des forces sismiques aux étages.....77

CHAPITRE V

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres.....87

Figure V.2. Ferraillage des poutres principales du niveau terrasse.....91

Figure V.3. Ferraillage des poutres principales des étages.....92

Figure V.4. Ferraillage des poutres secondaires du niveau terrasse.....92

Figure V.5. Ferraillage des poutres secondaires des étages.....92

Figure V.6. Disposition des armatures dans les poteaux 102

Figure V.7. Ferraillage des poteaux carrés.....102

Figure V.8. Ferraillage des poteaux circulaires.....103

Figure V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....106

Figure V.10. Les armatures transversales et les épingles des voiles.....110

Figure V.11. La zone de recouvrement des voiles.....110

Figure V.12. Moments et efforts tranchants dans les linteaux.....114

Figure V.13. Armatures du linteau selon le RPA 99 114

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....117

Figure VI.2. Semelle isolée sous poteau.....118

Figure VI.3. Les bulles de pression.....120

Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....121

Figure VI.5. Schéma d'une semelle filante sous voiles.....121

Figure VI.6. La proposition finale des semelles.....123

Figure VI.7. Ferraillage des longrines.....132

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

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

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales A_t : Section d'armatures transversales B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton. I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t : Espacement d'armatures transversales. S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h : Espacement d'armatures horizontales.

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 T)

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton 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_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier. i :

Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

$\sum$: Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ : Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A 99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP2000 V17.1
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2014
- Microsoft office Excel 2007
- Microsoft office Word 2007
- Bim vision

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي+ خمسة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناؤها بالسواقي بالمدية المصنفة ضمن منطقة متوسطة الزلزال (IIa) .مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل 99 نسخة 2003.
* قواعد الخرسانة المسلحة 93 .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « Sap2000 V17 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage habitation (S/sol +RDC+5étages) qui sera implanté à Souagui àMédéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé 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 V17».

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 (Underground +ground+5stories), with habitation use and that will be implanted in Souagui in Médéa, and this region is classified in the zone of average seismicity (IIa).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads isinsured 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 V17».

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

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet de fin d'étude est consacré à la conception et au dimensionnement d'un bâtiment R+5 avec un sous-sol à usage d'habitation qui est implanté à wilaya de Médéa, commune Souagui, qui est proposé par le Bureau d'étude technique d'architecture et d'urbanisme ABBADI Samir.

C'est une zone des hauts plateaux classés selon les règles parasismiques Algériens (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

I.2. Description de l'ouvrage :

I.2.1. Dimension en élévation : voir la figure I.2

- Hauteur de RDC…… +3.23 m
- Hauteur d'étage courant ……+3.23 m
- Hauteur de sous-sol ……...+3.23 m
- Hauteur totale ……..+22.61 m

I.2.2. Dimension en plan : voir la figure I.1

- La longueur ……...……. +26.82 m
- La largeur …….... +27.82 m

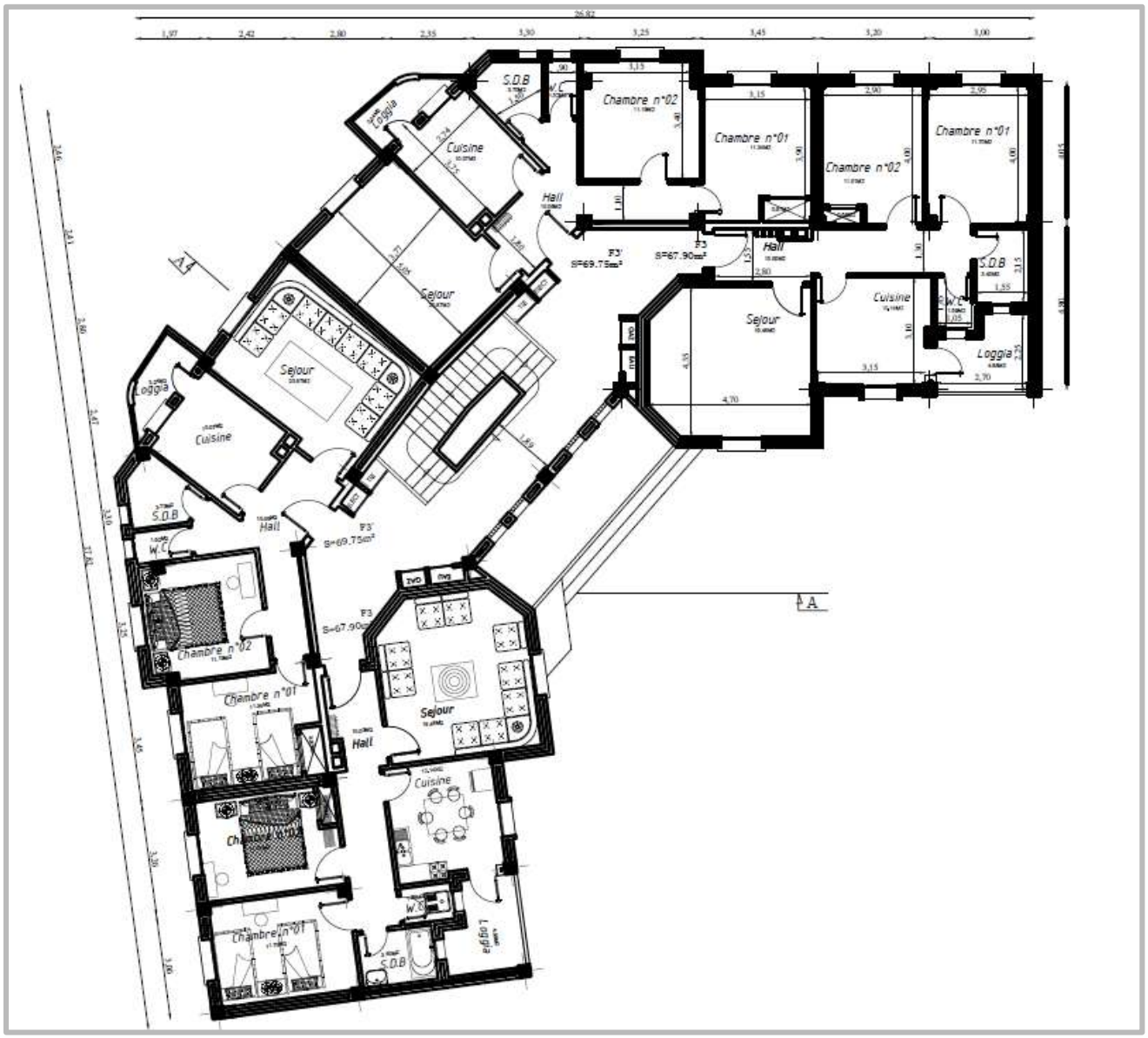


Fig. I.1 : Etage courant /RDC

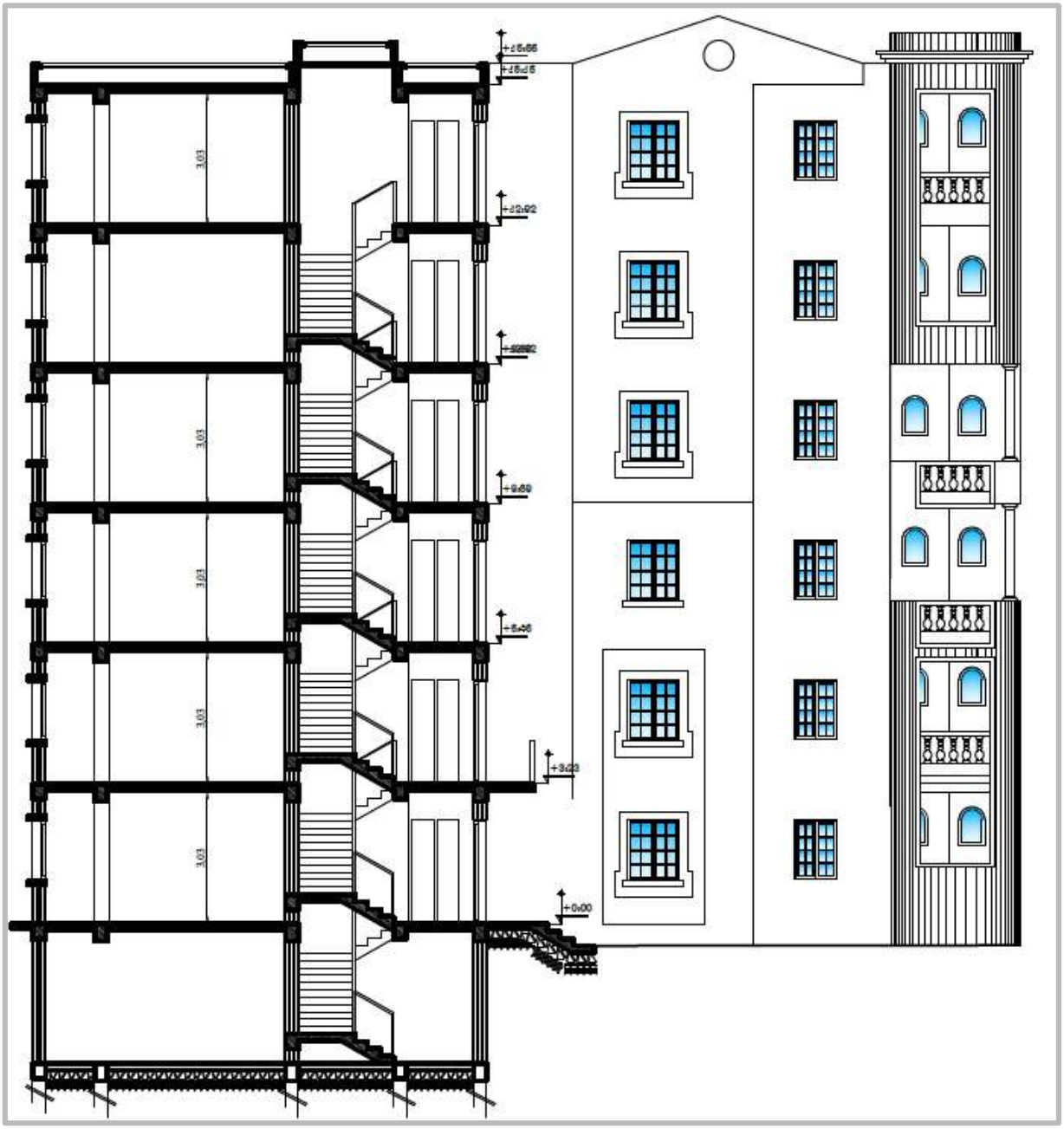


Fig. I.2 : La coupe

I.3. Description de la structure :

I.3.1. Les planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue 2 types de plancher :

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

I.3.2. Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués d'une partie de dalle pleine et une partie de corps creux.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de cette structure sera exécutée en briques creuses.

a) Les murs extérieurs :deux cloisons en briques creuses de 10 cm, d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de10cm.

b) Murs intérieurs : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur**.**

I.3.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.3.5. Le plafond :

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

I.3.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10cm d'épaisseur et de 50cm de hauteur.

I.3.7 Les escaliers :

La circulation entre les étages est assurée par un escalier qui composé de trois volées, l'escalier est en béton armé coulé sur place et les marches seront revêtis en carrelage.

I.3.8. L'infrastructure :

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

Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines. Dans notre cas σsol=2 bars, selon le rapport du sol présenté par laboratoire géotechnique Mezaad à Médéa.

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), les règlement en vigueur en Algérie.

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué de mélanges dans des proportions convenables de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau, c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, quel que soit dans les bâtiments ou en travaux publics ou dans les ouvrages d'art.

a) composition de béton :

- 350Kg/m^3de ciment de classe CPA 42.5MPa.
- 800 L de graviers de 3 classes 3/8, 8/15 et 15/25 mm.
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

Les matériaux utilise dans la formulation de béton sont étudié par la méthode de dreux gorrisse et le choix de matériau ce fait pour les quantitées disponible.

- Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique (25-40MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment, granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton :

1. Masse Volumique :

- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m^3

2. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre. La résistance du béton est de 25MPa à 28 jours pour notre structure.
Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄ : la résistance caractéristique du béton non traité thermiquement est calculée par ces deux formules :

- $f_{c28} \leq 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$

- $f_{c28} > 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$

3. Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation suivante :
Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.2] ◄ : la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

- $f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec fcj et ftj en MPa.

c) Module d'élasticité :

1. Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 ► Art [A.2.1.2] ◄ fixent la valeur suivante :
- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

- $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.195\ MPa$

-Module différé pour les charges de longue durée

- $E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818.866\ MPa$

2. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
et en simplifiant G=0,134.10^{5}MPa.

d) La contrainte de calcul béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

La courbe est sous forme d'une parabole :

- $\sigma_{bc} = \dfrac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\dfrac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$

La courbe est sous forme d'une droite constante :

- $\sigma_{bc} = \dfrac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

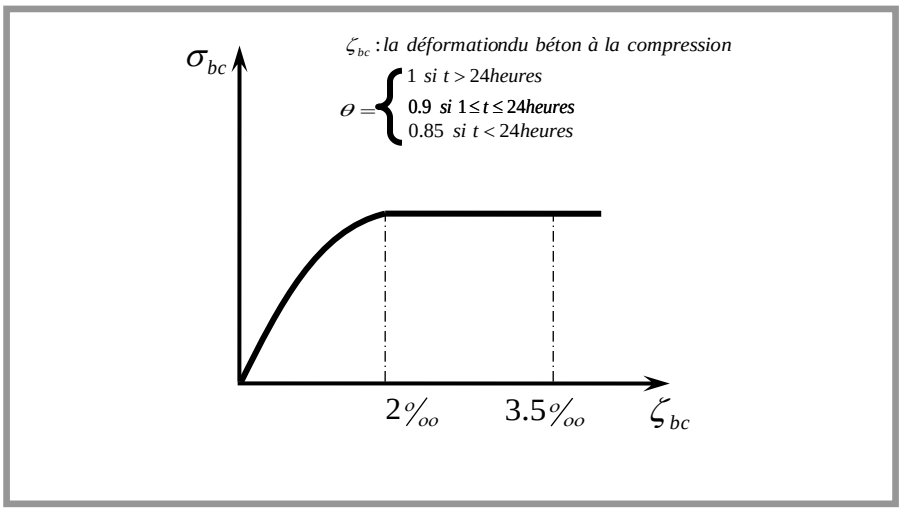


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton

- Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 Mpa$

- Coefficient de poisson :CBA93► Art [A.2.1.3] ◄ :

- $\upsilon = \dfrac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \ \ E.LS \\ \upsilon = 0.0 \ \ E.L.U \end{matrix}$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

I.4.2. Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25٪ de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

- Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- f_e : limite d'élasticité de l'acier → $f_e = 400 Mpa$
- E_s : module d'élasticité de l'acier → $E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité → $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable)
- γ_s : coefficient de sécurité → $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

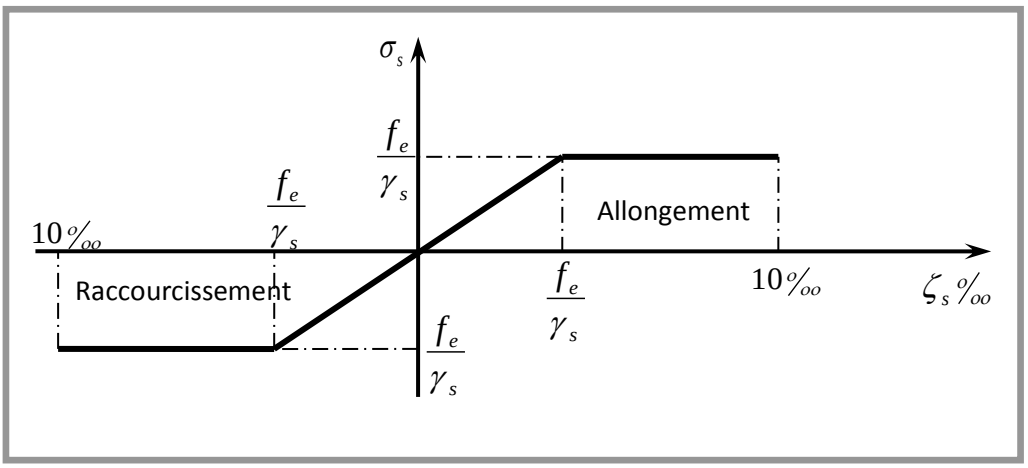


Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier

-Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

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

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

II.1.Introduction :

Le but du Pré dimensionnement 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.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes : $L/20 \geq h_t \geq L/25$

Avec :
L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.82m

$19.28 \leq h_t \leq 24.1$ on adopte h_t=20cm

Telle que : $h_t = (d + e)$
d=16cm → hauteur de corps creux.
e= 4cm → hauteur de la dalle de compression.
Donc : **h_t =20cm.** Voir figure II.1

-Condition d'isolation acoustique :

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

$h_{min} \geq 16cm$, → 20cm >16cm (cv).

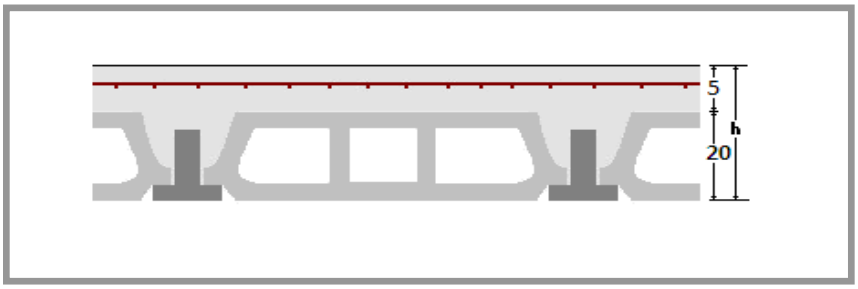


Fig. II.1 : Plancher à corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. on distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

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

a) Critère de résistance :

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

Donc :

- $2.30/45 \leq e_p \leq 2.30/40 \Rightarrow 5.11 \leq e_p \leq 5.75$

Où : e_p : épaisseur de la dalle.

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

b) Sécurité contre l'incendie :

- e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux.
- e_p=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Conclusion :

On adopté une épaisseur de 15cm pour les plancher a dalle pleine.

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

II.3.1.Plancher Terrasse :

II.3.1.1.Charges permanentes :

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.50

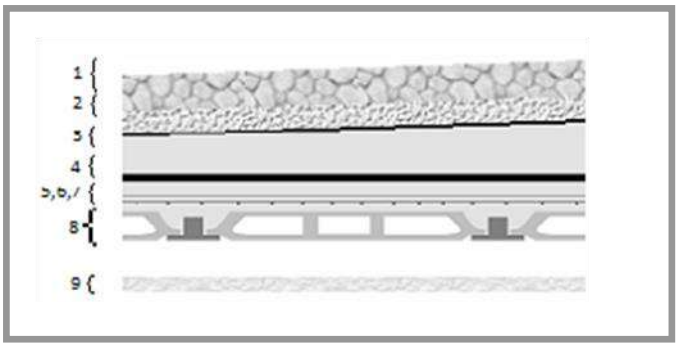


Fig. II.2 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.1.2. Charges d'exploitation :

Q=1kN/m^2 la terrasse est inaccessible.

Tableau II.2.Charges permanentes du plancher terrasse (Dalle pleine)

N^0	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN /m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				7.45

II.3.2.Plancher courant:

II.3.2.1.Charges permanentes :

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

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	ds 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	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.00

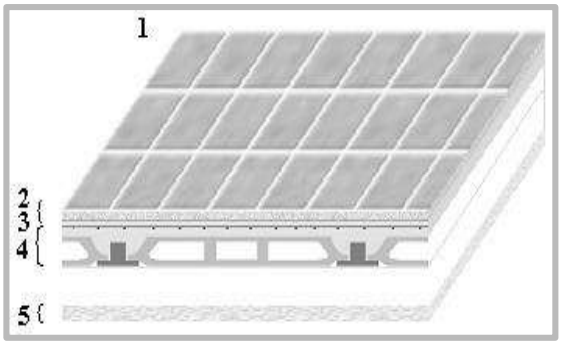


Fig. II.3 : Composants d'un plancher courant

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (Dalle pleine)

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.95

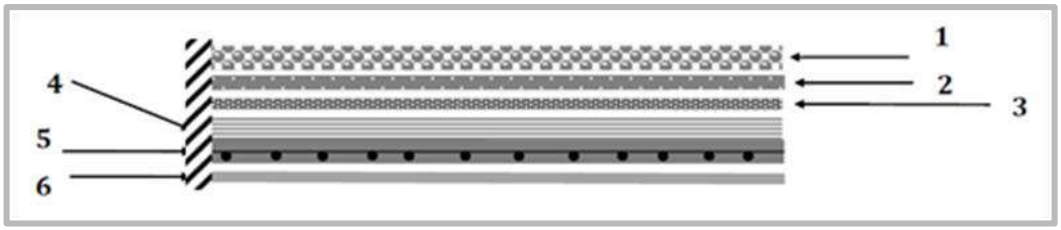


Fig. II.4 : Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Q=1.5KN/m^2.

II.3.3 Maçonnerie :

a)Murs extérieurs :

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison

N^0	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

b) Murs intérieurs :

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison

N^0	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				1.62

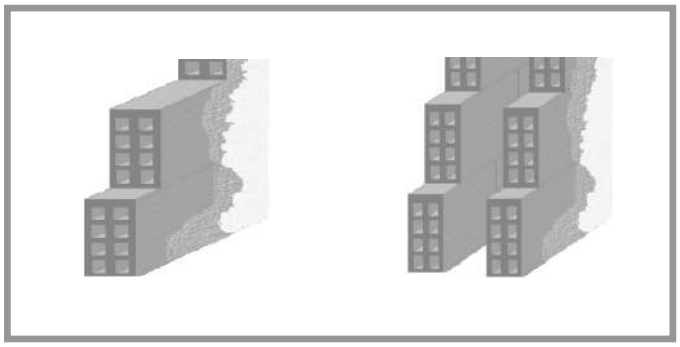


Fig. II.5 : Les murs simples et double cloison

II .4. Pré-dimensionnement:

II.4.1. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

A) Les poutres :

Le Pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est comme suit :

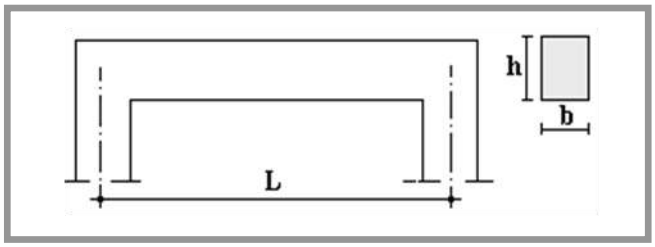


Fig. II.6 : Schéma de portique

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 version 2003 ► Art [7.5.1] ◄ sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20\ cm$
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Tableau II.7 : Le Pré dimensionnement des poutres

	poutres principale	Poutres secondaire
Conditions de résistance	L_{max} = 5.35m→35cm ≤h≤53cm on adopte h =40cm →12cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	L_{max}=3.95 m →26.3cm ≤ h≤39.5cm on adopte h = 35 cm→10.5 cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm;b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0899) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40 cm ; b = 30 cm	h = 35cm ; b = 30 cm

B) les poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

1. Les étapes de Pré dimensionnement :

- 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 RPA.99 version 2003 : ► [Art 7.4.1] ◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm \quad \rightarrow \ zone\ IIa$$

$$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

- Une majoration de10%de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées CBA► [Art B.8.1.1] ◄

- La vérification finale : selon CBA► [Art B.8.4.1] ◄

$$N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

- Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)].
- A : section d'acier comprime : [A=B/1000].
- B : section de poteau.
- α: coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$\alpha = 0.85/1+0.2(\lambda/35)^2$ pour $\lambda < 50$

$\alpha = 0.60\ (50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

- λ : l'élancement mécanique : [$\lambda = L_f / i$].
- L_f : Longueur de flambement : 0.7xL0 (le poteau le plus sollicite est intérieur de la structure).
- i : rayon de giration ; i= b/$\sqrt{12}$.

Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal

Niveau	G(KN)	Q(KN)	N ultime(KN)	1.1Nultime(KN)	$\overline{Nu}$(KN)	1.1Nultime ≤$\overline{Nu}$
5emeétage	124.36	17.46	194.076	213.483	1161.311	C.V
4emeétage	241.201	61.11	391.096	430.205	1161.311	
3emeétage	360.662	122.79	587.72	646.492	1645.361	
2emeétage	480.123	196.60	780.425	858.467	1645.361	
1emeétage	602.614	277.17	973.287	1070.615	2213.807	
RDC	725.105	359.68	1162.221	1278.443	2213.807	
S/Sol	847.596	439.77	1347.227	1481.9497	2213.807	

- **Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :**

Tableau II.9 : Vérifications de coffrage des poteaux

Niveau	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
S/Sol et RDC et 1emeétage (40x40) cm^2	Min (40,40) ≥ 25 cm	Min (40,40)= 40cm ≥ 25 cm	C.V
	Min (40,40) ≥he /20	Min(40,40) =40cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.35)/20=14.40cm	C.V
	0.25 ≤ (40/40) ≤ 4	0.25 ≤ (40/40)=1 ≤ 4	C.V
2emeétage et3^{eme}étage (35x35) cm^2	Min (35x35) ≥25 cm	Min (35,35) = 35cm ≥ 25 cm	C.V
	Min (35x35) ≥he /20	Min(35,35)=35cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.35)/20=14.40cm	C.V
	0.25 ≤ (35/35) ≤ 4	0.25 ≤ (35/35)=1 ≤ 4	C.V
4emeétage et 5emeétage (30x30) cm^2	Min (30,30) ≥ 25 cm	Min (30,30) = 30cm ≥ 25cm	C.V
	Min (30,30) ≥he /20	Min(30,30) =30cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.35)/20=14.40cm	C.V
	0.25 ≤ (30/30) ≤ 4	0.25 ≤ (30,30)=1 ≤ 4	C.V

II.5.Les voiles :

II.5.1. pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé a été justifié par le RPA99 version 2003► Art [7.7.1] ◄. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

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

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, voir la figure II.7.

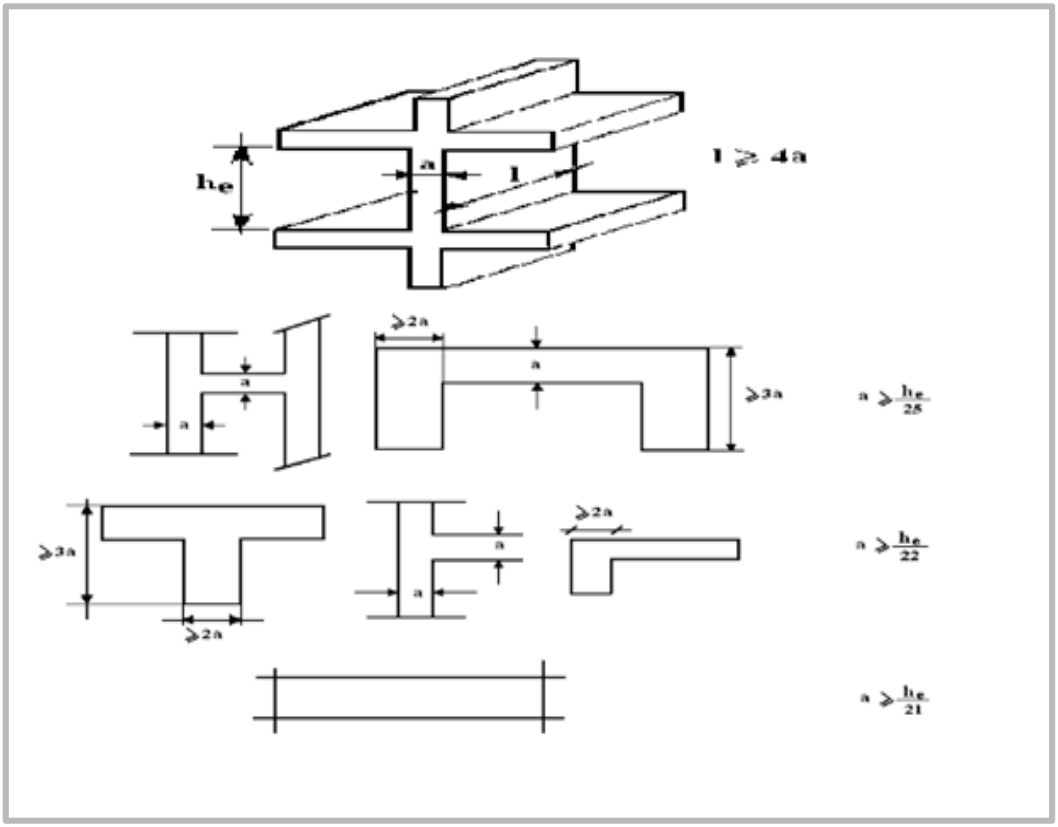


Fig. II.7 : Coupe des voiles

Dans notre cas on a :

- h_e = 3.23-0.35=2.88m.
- a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20).
- a ≥MAX(15 cm; 11.52 cm; 13.09 cm; 14.4 cm). a ≥15 cm

On adopte la même épaisseur pour tous les voiles : a =15 cm.

VI.1. Introduction générale :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

- **Classification des fondations :**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

- **Le choix du type de fondation dépend de :**
  - Type d'ouvrage à construire.
  - La nature et l'homogénéité du bon sol.
  - Les charges amenées par la construction.
  - La capacité portante du terrain de fondation.
  - La raison économique.
  - La facilité de réalisation.
  - La distance entre axes des poteaux.
  - Rapport de sol.

VI.2. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

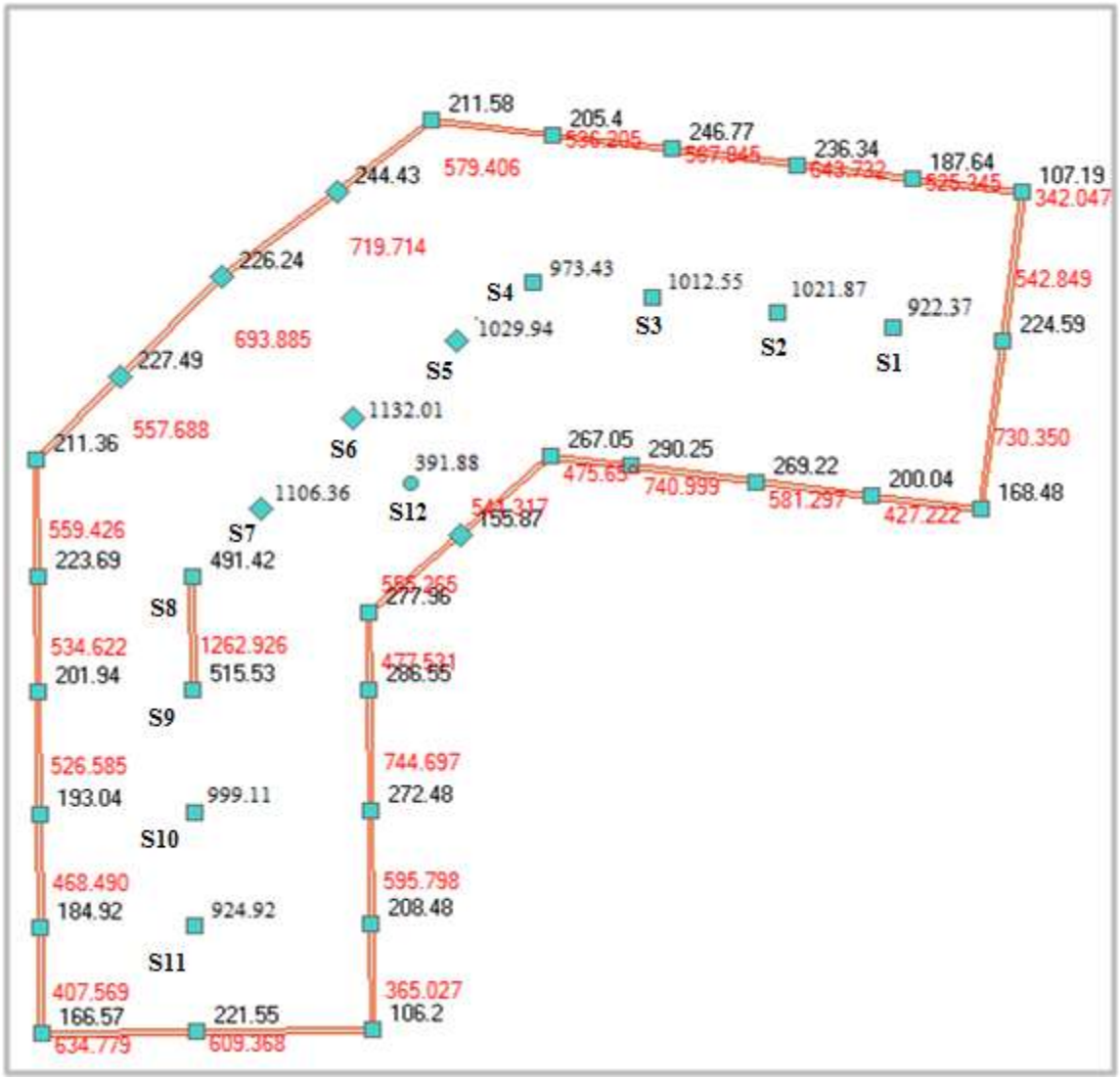


Fig. VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

VI.3. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour notre structure, 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 : $A = \sqrt{S}$

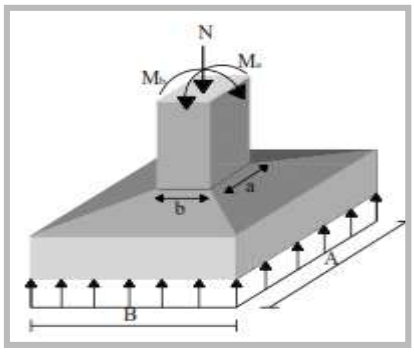


Fig. VI.2 : Semelle isolée sous poteau

a) Si M = 0 :

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2} \begin{cases} d_{adopt} = h- e- \frac{\emptyset}{2} \\ d_b = d_{adpt} = \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit: $A_a=N\left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}\right)$ et $A_b=N\left(\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s}\right)$

b) Si M ≠0 :

On procède comme suit :

Tableau.VI.1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><td colspan="2">Répartition trapézoïdale</td><td colspan="2">Répartition triangulaire</td></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles carré</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3^e{}_{0b}.N \geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>B ⟶ A</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$</td><td>$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles carré</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$</td><td>$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0b}}{B})(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s}))$</td><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0a}}{A})(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N((1+(3\frac{e_{0a}}{A})(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$</td><td>$M_a\neq0$</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau.VI.2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
S_1	922.37	2.14	2.14	2.3	2.3	0.5	0.03
S2	1021.87	2.26	2.26	2.45	2.45	0.55	
S_3	1012.55	2.25	2.25	2.45	2.45	0.55	
S_4	973.43	2.2	2.2	2.4	2.4	0.55	
S_5	1029.94	2.26	2.26	2.45	2.45	0.55	
S_6	1132.01	2.37	2.37	2.55	2.55	0.6	
S_7	1106.36	2.35	2.35	2.55	2.55	0.6	
S_8	491.42	1.56	1.56	1.7	1.7	0.35	
S_9	515.53	1.6	1.6	1.75	1.75	0.4	
S_{10}	999.11	2.23	2.23	2.4	2.4	0.55	
S_{11}	924.92	2.15	2.15	2.30	2.3	0.5	
S_{12}	391.88	1.39	1.39	1.5	1.5	0.3	

VI.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	$б_{cal}$ (bar)	$б_{cal} \leq б_{Sol}$
S_1	922.37	59.51	3.54	65.34	0.199	C.V
S2	1021.87	82.53	3.03	63.85	0.195	
S_3	1012.55	82.53	3.03	63.85	0.194	
S_4	973.43	79.2	3.03	61.18	0.194	
S_5	1029.94	82.53	3.03	63.85	0.196	
S_6	1132.01	97.53	2.78	63.58	0.199	
S_7	1106.36	97.53	2.78	63.58	0.195	
S_8	491.42	25.28	4.05	39.45	0.194	
S_9	515.53	30.62	3.79	39.36	0.192	
S_{10}	999.11	79.2	3.03	61.18	0.198	
S_{11}	924.92	66.12	3.29	60.68	0.199	
S_{12}	391.88	16.87	4.30	31.93	0.198	

VI .3.3.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

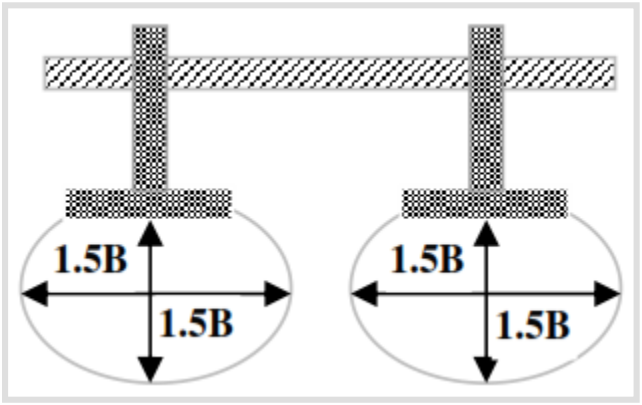


Fig. VI.3 : Les bulles de pression

Tableau.VI.4 : Vérification de chevauchement

Semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
S_1-S_2	2.3	2.45	3.56	3.2	chevaucher
S_2-S_3	2.45	2.45	3.675	3.45	
S_3-S_4	2.45	2.40	3.637	3.25	
S_4-S_5	2.4	2.45	3.637	2.65	
S_5-S_6	2.45	2.55	3.75	3.6	
S_6-S_7	2.55	2.55	3.825	3.6	
S_7-S_8	2.55	1.70	3.18	2.65	
S_8-S_9	1.70	1.75	2.58	3.25	
S_9-S_{10}	1.75	2.40	3.11	3.45	
S_{10}-S_{11}	2.40	2.30	3.52	3.20	
S_{11}-S_{12}	2.55	1.50	3.037	2.40	

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4. 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.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

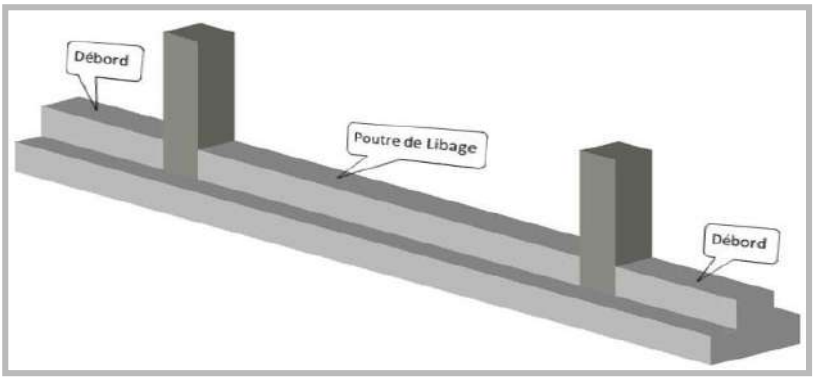


Fig. VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

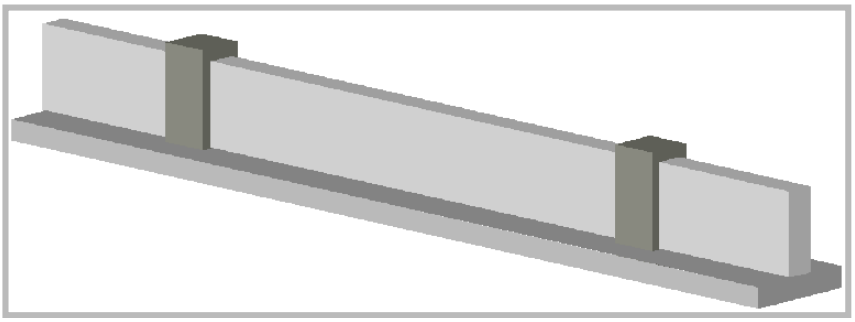


Fig. VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous voiles

VI.4.1. Dimensionnement :

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 :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: 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 :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

Tableau VI.5: Dimensions des semelles filantes sous poteaux et voiles

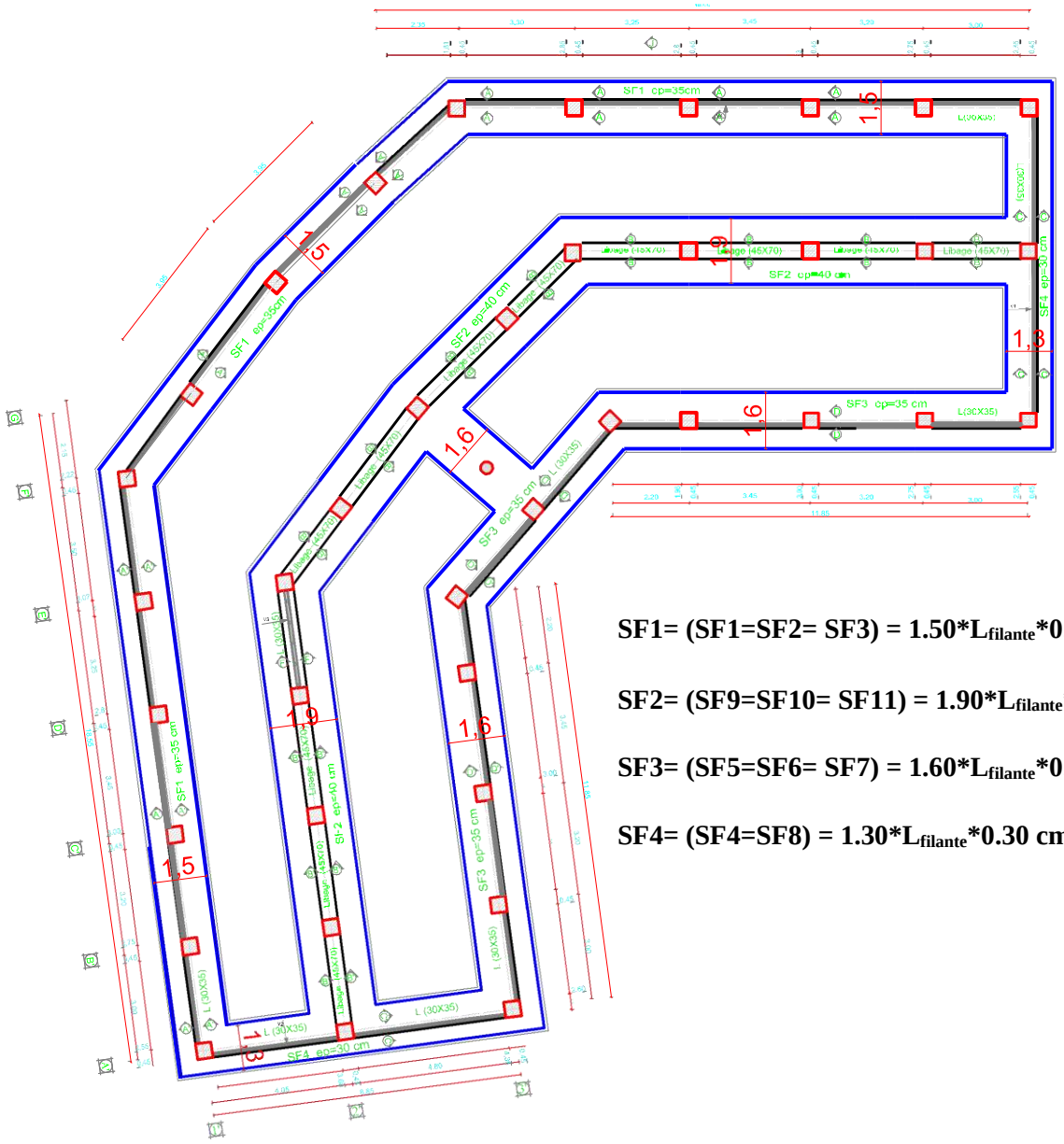
Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
SF_1	16.20	3649.90	225.30	1.12	1.30	0.30	0.030
SF_2	14.45	3460.31	239.46	1.19	1.50	0.35	
SF_3	16.20	3489.24	215.38	1.07	1.30	0.30	
SF_4	9.00	1602.08	178.00	0.89	1.30	0.30	
SF_5	11.80	3142.64	266.32	1.33	1.60	0.35	
SF_6	6.60	1524.95	231.05	1.15	1.50	0.35	
SF_7	11.80	3202.44	271.39	1.35	1.60	0.35	
SF_8	9.00	1635.62	181.73	0.90	1.30	0.30	
SF_9	12.8	3555.8	277.79	1.38	1.70	0.35	
SF_{10}	12.90	4058.79	314.63	1.57	1.80	0.35	
SF_{11}	12.40	4000.73	322.63	1.61	1.90	0.40	

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF_1	3649.90	157.95	25.81	328.48	0.198	CV
SF_2	3460.31	162.56	21.51	338.075	0.184	
SF_3	3489.24	157.95	25.81	328.48	0.190	
SF_4	1602.08	87.75	12.90	182.49	0.161	
SF_5	3142.64	165.2	20.25	277.15	0.191	
SF_6	1524.95	86.62	12.15	145.32	0.179	
SF_7	3202.44	165.2	20.25	277.15	0.194	
SF_8	1635.62	87.75	12.90	182.49	0.164	
SF_9	3555.8	190.4	20.25	319.43	0.188	
SF_{10}	4058.79	203.175	20.25	340.86	0.199	
SF_{11}	4000.73	235.6	18.98	324.24	0.194	

Tableau VI.7 : Vérification de chevauchement des semelles

Semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
SF_1-SF_9	1.30	1.70	2.02	4.20	Pas de chevauchement
SF_2-SF_{11}	1.50	1.90	2.55	5.35	
SF_3-SF_{10}	1.30	1.80	2.35	4.20	
SF_5-SF_{10}	1.60	1.80	2.55	4.80	
SF_6-SF_{11}	1.50	90	2.55	4.40	
SF_7-SF_9	1.60	1.70	2.47	4.80	



SF1= (SF1=SF2= SF3) = 1.50*$L_{filante}$*0.35 cm

SF2= (SF9=SF10= SF11) = 1.90*$L_{filante}$*0.40 cm

SF3= (SF5=SF6= SF7) = 1.60*$L_{filante}$*0.35 cm

SF4= (SF4=SF8) = 1.30*$L_{filante}$*0.30 cm

Fig. VI.6 : La proposition finale des semelles

VI.4.2. Calcul de 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 :

a) Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_0 b}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

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 le tableau suivant :

Tableau VI.8: Armatures principales des semelles filantes

Semelle	L (m)	N_{ELU} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{ELU} (cm^2)	Aser (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	16.20	4927.37	3649.90	3014.16	225.30	3.03	3.87	7HA12 = 7.92	15
SF_2	14.45	4598.52	2406.31	218.23	235.73	3.59	4.59		
SF_3	16.20	4710.47	3489.24	290.76	215.38	2.90	3.70		
SF_4	9.00	2162.8	1602.08	240.31	178.00	1.75	2.24		
SF_5	11.80	4242.56	3142.64	359.53	266.32	4.78	6.10		
SF_6	6.60	2058.68	1524.95	311.92	231.05	3.31	4.23		
SF_7	11.80	4323.29	3202.44	366.38	271.39	4.78	6.21		
SF_8	9.00	2208.08	1635.62	245.34	181.73	1.79	2.29		
SF_9	12.80	4800.33	3555.8	375.02	277.79	5.23	6.68		
SF_{10}	12.90	5515.81	4085.79	427.58	316.72	5.99	7.65		
SF_{11}	12.40	5400.98	4000.73	435.56	322.63	5.63	4.17		

b) Armatures de répartition :

Tableau VI.9 : Armatures de répartition

Semelle	A répartition (cm²)	A répartition (cm²)	ESP (cm)
SF_1	2.57	7HA12=7.92	18
SF_2	2.97	8HA12=9.05	18
SF_3	2.57	7HA12=7.92	18
SF_4	2.57	7HA12=7.92	18
SF_5	3.16	8HA12=9.05	20
SF_6	2.97	8HA12=9.05	18
SF_7	3.16	8HA12=9.05	20
SF_8	2.57	7HA12=7.92	18
SF_9	3.36	9HA12=10.18	18
SF_{10}	3.56	9HA12=10.18	20
SF_{11}	3.76	10HA12=11.31	19

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . fe}{4.\tau_s}$

Avec :

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: 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.10 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

Semelle	HA(mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	16.25	32.5	Courbe ou crochet
SF2			18.75	37.5	
SF3			16.25	32.5	
SF4			16.25	32.5	
SF5			20	40	
SF6			18.75	37.5	
SF7			20	40	
SF8			16.25	32.5	
SF9			21.25	42.5	
SF10			22.25	45	
SF12			23.75	47.5	

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.11: Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	4927.37	28.15	0.05	1.30	0.325	CV
SF_2	4598.52	27.87	0.06	1.50	0.375	
SF_3	4710.47	0.63	0.0001	1.30	0.325	
SF_4	2162.8	1.5	0.0006	1.30	0.325	
SF_5	4242.56	0.86	0.0002	1.60	0.4	
SF_6	2058.68	4.41	0.002	1.50	0.375	
SF_7	4323.29	8.15	0.001	1.60	0.4	
SF_8	2208.08	1.27	0.0005	1.30	0.325	
SF_9	4800.33	7.36	0.001	1.70	0.425	
SF_{10}	5515.81	3.04	0.0005	1.80	0.45	
SF_{11}	5400.98	32.43	0.006	1.90	0.475	

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1. Dimensionnement :

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

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

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/cm3).
- 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, et PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF9, SF10 et SF11) respectivement .

Tableau VI.12: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0.45	3.45	0.70	1286250	3.70	oui
PL2	0.45	3.60	0.70	1286250	3.70	oui
PL3	0.45	3.45	0.70	1286250	3.70	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.13: 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^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	4800.33	3555.8	12.80	375.02	277.79
PL2	5400.98	4000.73	12.40	435.56	322.63
PL3	5515.81	4085.79	12.90	427.58	316.72

VI.5.2. Calcul des moments :

- Aux appuis :

- À l'ELU: $Ma = -\frac{q_u*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$
- À l'ELS : $Ma = -\frac{q_{ser}*(l_w'^2+\gamma l_e'^2)}{8.5*(1+\gamma)}$

- En travées :

- À l'ELU: $Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$
- À l'ELS : $Mt = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$

Tableau VI.14 : 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	379.63	178.20	283.19	132.93
PL2	478.75	239.37	356.78	178.39
PL3	431.77	202.57	321.81	151.05

VI.5.3. Armatures longitudinales :

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; 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.15: Calcul des armatures longitudinaux de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	178.20	67	7.88	0.00	4HA16=8.04
	appui	379.63	67	17.50	0.00	9HA16=18.10
PL2	Travée	239.37	67	10.64	0.00	6HA16=12.06
	appui	478.75	67	22.41	0.00	12HA16=24.13
PL3	Travée	202.57	67	8.98	0.00	6HA16=12.06
	appui	431.77	67	20.09	0.00	10HA16=20.11

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15MPa.

$[\sigma_s]$= 201.6MPa.

Tableau VI.16: Vérifications des armatures longitudinaux de la poutre de libage à l'ELS

Elément		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	Travée	8.04	132.93	5.84	201.63	CV
	appui	18.01	283.19	9.21		
PL2	Travée	12.06	178.39	6.71		
	appui	24.13	356.78	10.54		
PL3	Travée	12.06	151.05	5.68		
	appui	20.11	321.81	10.10		

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.4.1.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.17: 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	660.23	2.18	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	750.90	2.48	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	597.63	1.97	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄

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 :
25 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 : **$F= (N/ \alpha) \geq 20$ 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.

- La section choisie : 30*35 cm^2

- Matériaux :

- Situation durable :

- Béton : σ_{bc}= 14.2 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE 400; σ_s= 348 MPa; FeE 400; γ_s = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σ_{bc}= 18.48 MPa ; $fc28$= 25 MPa ; γ_b= 1.5

- Acier: FeE400;σ_s= 400 MPa; γ_s = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements: Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1]◄◄

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] ◄◄

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

- $S_t \leq$ 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°

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq$ min $[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'état limite ultime :

a) Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN **avec : α**=12
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.18 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*35	1529.78	127.48	3.67	6HA12=6.78	1.05	6.30	C.V

VI.6.3. 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} :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : σ_s =F/$A_{choisie}$

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

Tableau VI.19: 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*35	115.00	92.92	6.78	137.05	201.63	CV

VI.6.4. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :
  - $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

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

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄:

  - S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
  - $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
  - $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄

  - S_t = min [0.9d; 40cm]
  - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ MPa
  - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.20 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$A_t(cm^2)$	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	$A_t(cm^2)$	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*35	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2HA8 =1.01

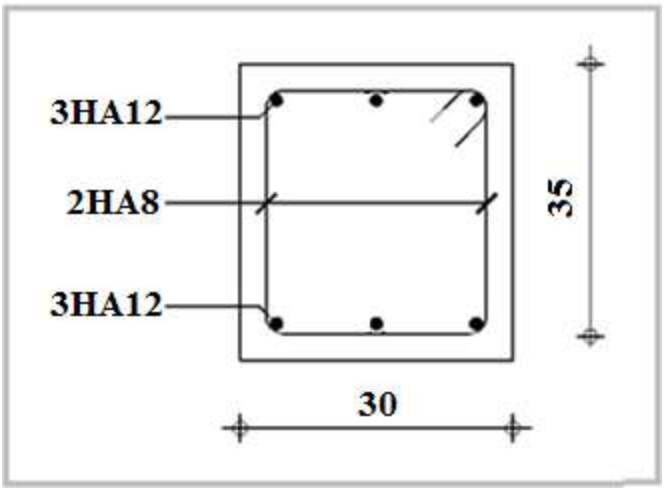


Fig. VI.7 : Ferraillage des longrines

III.1.L'acrotère :

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/ml due à la main courante.
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

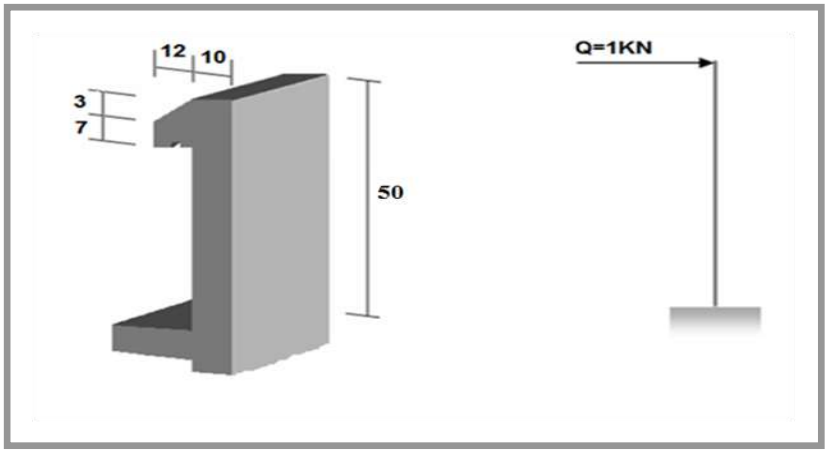


Fig. III.1 : L'acrotère

III.1.1. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau III.1 : Les charges G et Q

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.5*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*0.12/2)]*25*1=1.505
Charge d'exploitation Q[KN/ml]	1

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III.2 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N_u (KN)	1,35 * G= 2.031	G = 1.505
Effort tranchant : T_u (KN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_u(KN.m)	1,5 * Q * h =0.75	Q * h = 0.5

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fera pour une sectionrectangulaire (100*10) cm^2soumiseà la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Les données

Résistances caractéristiques		Dimensions	
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.3.1.à E L U :

1-Calcul de l’excentricité :

- $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75*10^5}{2.031*10^3} \Rightarrow e_0 = 36.92$ cm.
- $e_0 = 36.92cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm.

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

2-Calcul du moment de flexion :

- $e = e_0 + \frac{h}{2} - c$

e : la distance entre le point d’application de N et le centre des armatures tendues.
Donc :

- e = 0.3942m
- Mu =Nu× e =0.80KN.m

3-Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple :

- $\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{0,75.10^3}{14,17.1.(7,5.10^{-2})^2} = 0.0094 < \mu_l = 0.392$ (du tableau)$\rightarrow A_1' = 0$.

Dans le tableau on a : $\beta = 0.9955$ et $\alpha = 0.0113$

- $\sigma_s = \overline{\sigma s} = 348$ MPa.
- $A_1 = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = \frac{0,75.10^3}{0,9955.0,075.348.10^6} = 0.28cm^2$.

- $A=A_1-\frac{N}{\bar{\sigma}_s}=0.28*10^{-4}-\frac{2,0.31.10^4}{348*10^6}=0.229cm^2$.

Avec N : effort de compression

Et $A'=A'_1 \rightarrow A'=0$.

Donc :

$$\begin{cases} A=0.229cm^2 \\ A'=0 \end{cases}$$

4-Condition de non fragilité :

- $A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{10\times100}{1000}=1cm^2>A=0.229cm^2$.

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$.

- On adoptera: $A_1 = 4HA8= 2.01\ cm^2$.

5-Calcul des armatures de répartition :

- On a : $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$ $\quad 0.50 \leq A_r \leq 1.005$
- on prendra : Ar = 3HA8 = 1.50 cm².

6-Calcul d'espacement :

- $S_t=25cm \leq S_{min}=min\ [3h=30\ cm; 33cm] =30cm$.
- $S_{tr}=16.6cm \leq S_{minr}=min\ [4h=40cm; 45cm] =40cm$.

III.1.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

1- Calcul de l'excentricité :

- $e_0=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}=\frac{0.5}{1.505}=33.22cm$
- $\frac{h}{2}-c=5-2.5=2.5\,cm<e_0=33.22\,cm$

Par ailleurs on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où: Bo = b.h+ 15 (A + A') = 1030.15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A'\ c + A_s\ d)]= 5.073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 4.926$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\ [A\ (\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] = 8513.68\ cm^4$.

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ = 1,677 cm.

Donc : e_0= 33,22 cm $\geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$ =1,677 cm⇒Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma b \leq \overline{\sigma} b \\ \sigma s \leq \overline{\sigma} s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

Détermination dey$_1$:

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$….."*"

Tels que :

$p = -3c^2 - 90\frac{A'}{b} + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2324.487\ cm^2$

$etq = -2c^3 - 90\frac{A'}{b} - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 42638.89\ cm^2$.

Où :

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression.

Donc : $c = \frac{h}{2} - e = -28.22cm < 0$.

D'où l'équation "*" devient : $y_2^3 + -2324.487\ y_2 + 42638.89 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y1 = y_2 + c < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.263 \times 10^7 \Longrightarrow \begin{cases} \cos\alpha = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.988 \rightarrow \alpha = 171.29°. \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 55.67. \end{cases}$

Les racines de l'équation sont : $\Rightarrow$ $\begin{cases} a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)= 30.24 \text{ cm} . \\ y_2=a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+120\right)= -55.59\text{cm}. \\ a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+240\right) = 25.35\text{cm}. \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

Donc on prend : $\Rightarrow$ $\begin{cases} y_2 = 30.24 \text{ cm}. \\ y_1= y2+C= 2.02 \text{ cm}. \end{cases}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec : $S_{xx}= \frac{by_1^2}{2} + 15 [A'_s(y_1 - c') - A_s(d- y_1)] \Rightarrow S_{xx}=38.798 \text{ cm}^3$.

D'où alors : $k = 1505/38798 \Rightarrow k=0.0387 \text{ N/mm}^3$.

Donc : $\sigma_b = k.y_1= 0.0387x20.2 \Rightarrow \sigma_b = 0.7817$ MPa.

Et : $\sigma s = 15 k (d - y_1) = 15 x 0.0387x (75 – 20.2) = 31.8114$ MPa.

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0,7817\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 fc28 = 15$ MPa ……..(c.v).

$$\overline{\sigma}s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}fe = 333,33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f tj} = 201,633 \text{ MPa}\right] = 201.633 \text{ MPa} .$$

Avec : η =1.6 (fissuration préjudiciable).

$\sigma s=31.8114 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma s}$…….(c.v).

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.75}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -9.611\text{KN} < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}$$

Et : $\bar{\tau}$= min [0,15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : τ_u =0,02 MPa<$\bar{\tau}$ =2,5MPa.

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version 2003 ►Art [6. 2.3.] ◄ :

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

F_p= 4.A.Cp.Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.15

C_p = 0.8

W_p = 1,505 KN

F_p= 4.A.Cp.Wp= 4×0.15×0.8×1.505 =0.7224 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc : L'acrotère résiste à la force sismique.

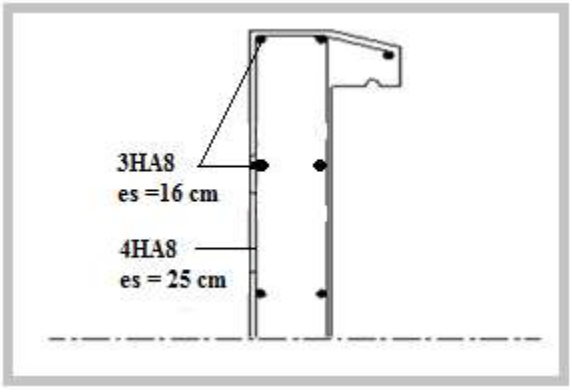


Fig. III.2 : L'acrotère

III.2. Plancher a 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 : selon le CBA 93 ►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 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 :20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : $At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$

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 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures. :

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/ml$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; fe=520 MPa ; ϕ=5 mm.**

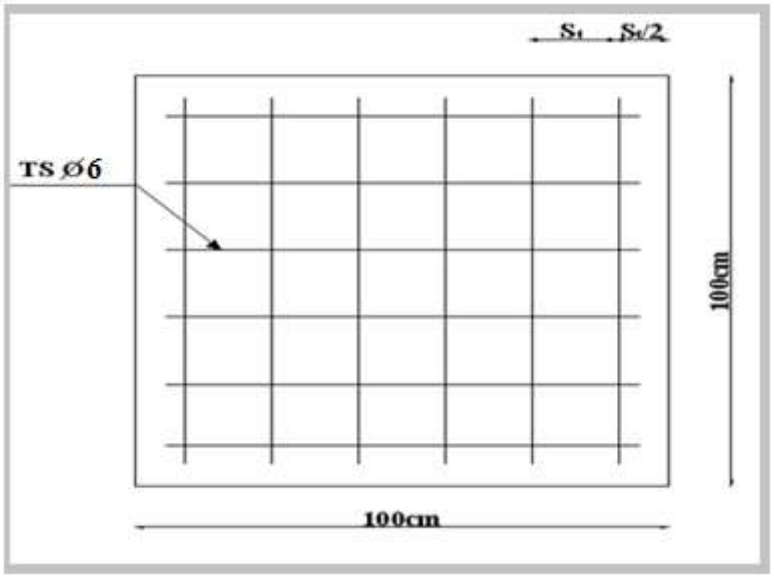


Fig. III.3 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. Avant coulage :

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

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

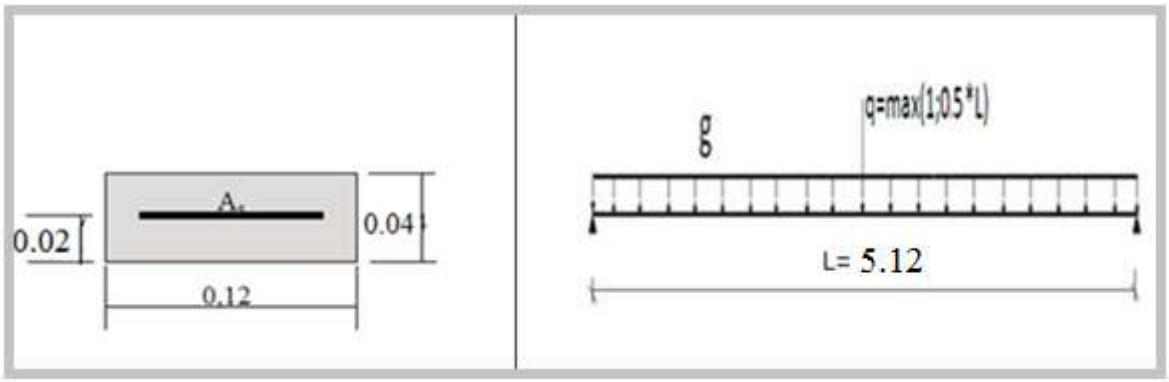


Fig.III.4 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III.4 : Les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
5.12	2.56	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

- **Calcul de P_u :**

Tableau III.5 : Les charges de la poutrelle avant collage

Charges
G=0,77 KN/ml
Q = 2,56 KN/ml
P_u=4.88 KN/ml

- La flèche :

$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 4{,}88 \times 10^3 \times 5120^4}{384 * 2{,}1 \times 10^8 \times 640000} = 324.89\ mm.$$

f = 324.89 mm > [f] =0.5cm+$\frac{512}{1000} = 10.12mm$…. (c.n.v)

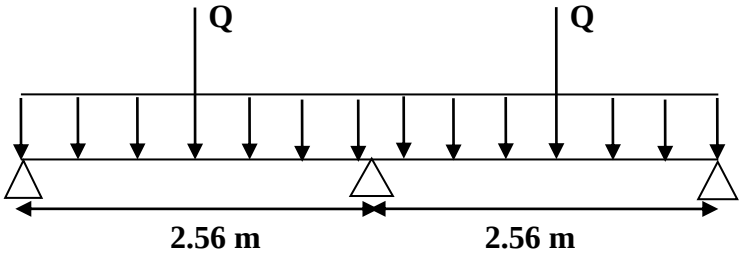
Commentaire : il est nécessaire de prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

- Calcul des nombres des étaiements :

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

➢ ***Pour un seul étai au milieu :***

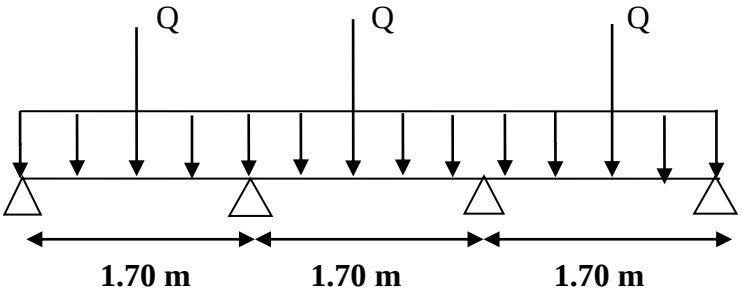
➢



$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2.96 \times 10^3 \times 2560^4}{384 * 2{,}1 \times 10^8 \times 640000} = 12.32\ mm.$$

f= 12.32 mm > [f] = $\frac{2560}{500} = 5.12$mm …….(c.n.v).

- ***Pour deux étais :***



$$f = \frac{5 \times qL^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 2.54 \times 10^3 \times 1700^4}{384 * 2{,}1 \times 10^8 \times 640000} = 2.05\ mm.$$

f = 2.05 mm < [f] = $\frac{1700}{500} = 3.4$mm …… (c.v).

Résultats :

Deux étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

III.2.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Deux types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

III.2.2.2.1. Les méthodes de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

III.2.2.2.1.a. La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

- Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}:$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est int ermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédia ires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec : T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.2.2.2.b. Méthode de CAQUOT :

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT comme le résume le tableau suivant :

Tableau III.6 : Méthode de CAQUOT

Moment isostatique M_o	$ql^2/8$	
Moment en travée M_t	$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
Longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	T_w	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	T_e	$(ql/2)-(M_e-M_w/l)$

Avec :

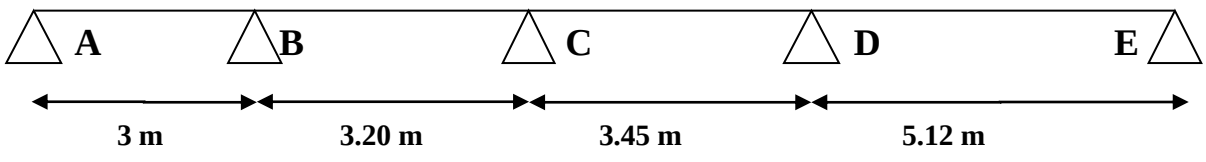
- M_o : moment isostatique.
- M_w ; M_e :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives 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.

a)Calcul des sollicitations :

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u(KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Terrasse	6.5x0.65=4.23	1*0.65=0.650	6.69	4.88
Courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.72	4.88

1-Poutrelles à quatre travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q=1.5\times0.65=0.975KN/m\leq Max\ (2G\ ;\ 5\ KN)$……..…(c.v)
- $I_1=I_2=I_3=I_4=I_5=...\ I_n$ ……..…… (c.v)
- $0.8< Ln/\ Ln+1<1.25$……...……...(c.n.v)

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

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)	T_ω (KN)	T_e (KN)
A-B	7.56	3.69	1.512	6.22	8.51	-11.64
B-C	8.6	2.68	6.22	5.61	10.94	-10.55
C-D	9.99	-0.6	5.61	15.57	8.7	-14.47
D-E	22.02	12.03	15.57	4.404	19.38	-15.02

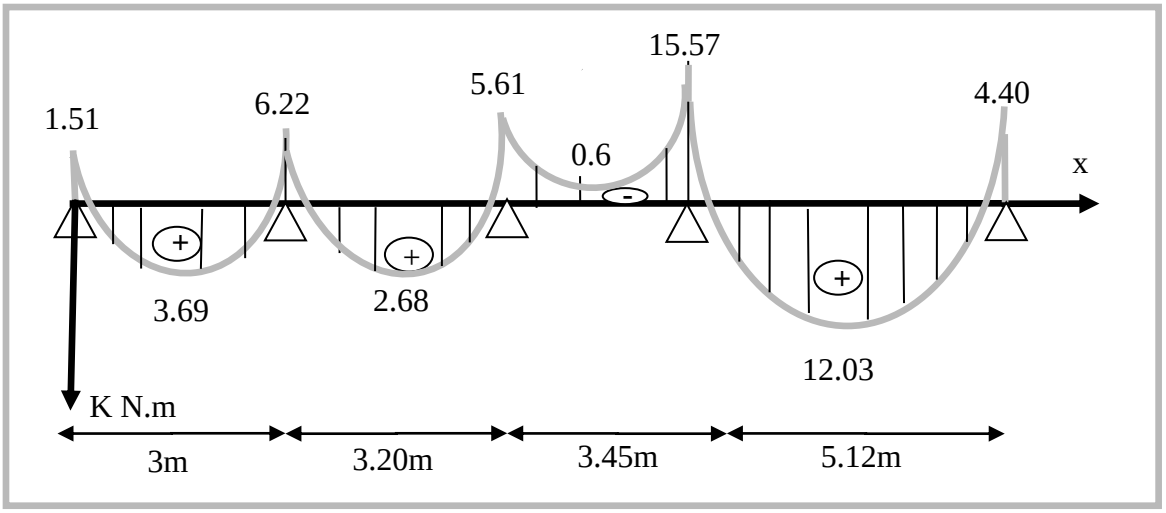


Fig. III.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U

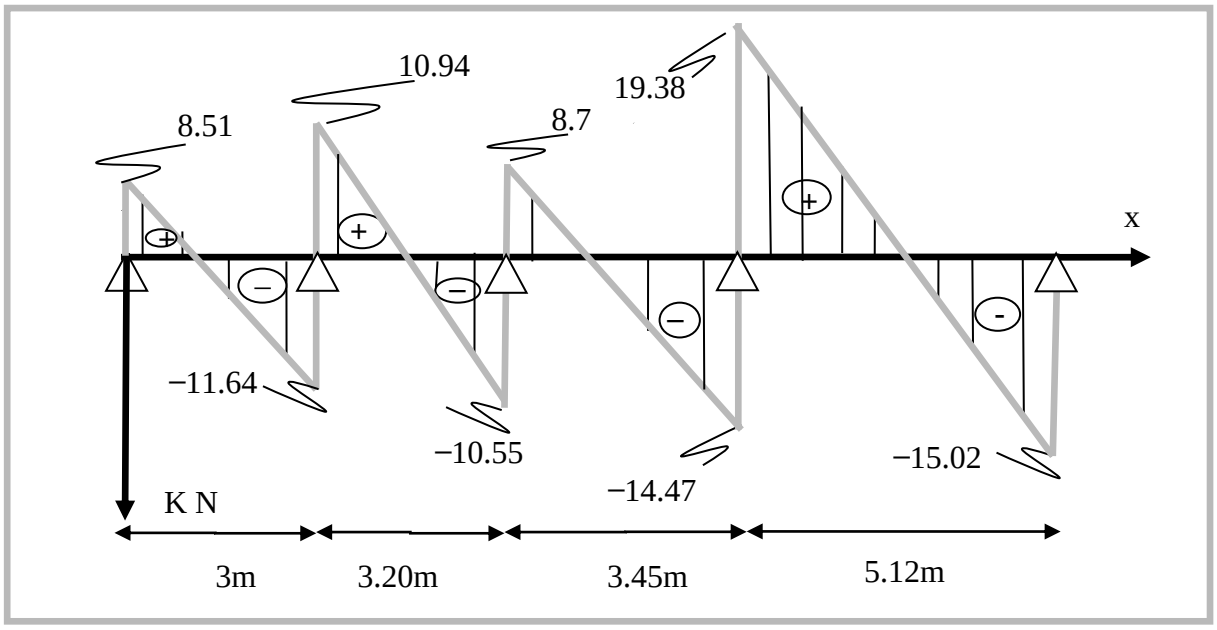


Fig. III.6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U

Tableau III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)	T_ω (KN)	T_e (KN)
A-B	5.49	2.68	1.09	4.52	6.17	-8.46
B-C	6.24	1.94	4.52	4.079	7.66	-7.93
C-D	7.26	-0.43	4.079	11.31	6.32	-10.51
D-E	15.99	8.73	11.31	3.20	14.07	-10.91

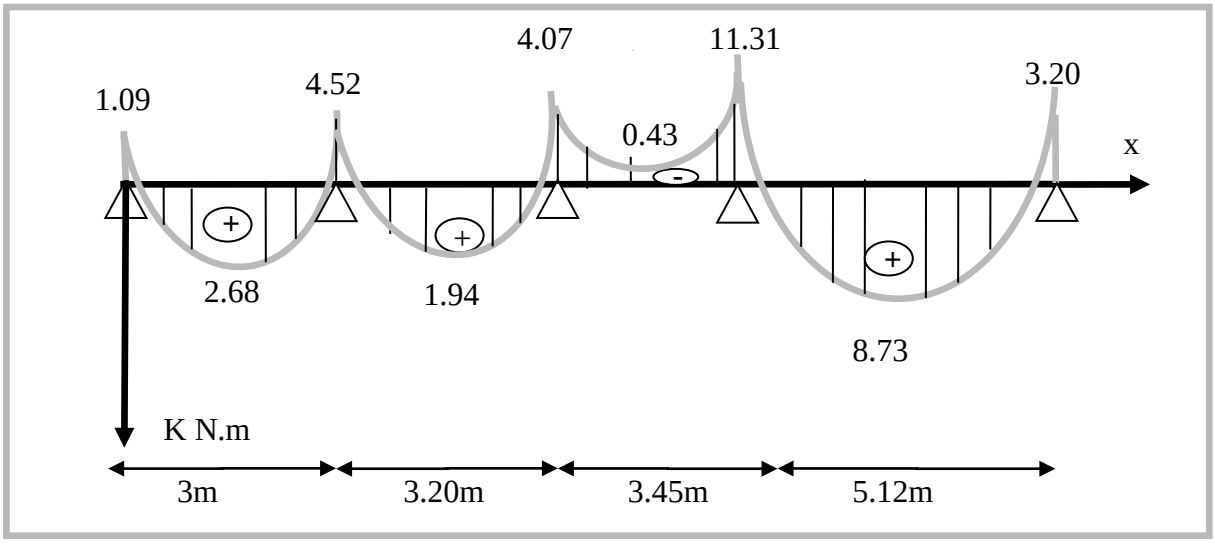


Fig. III.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S

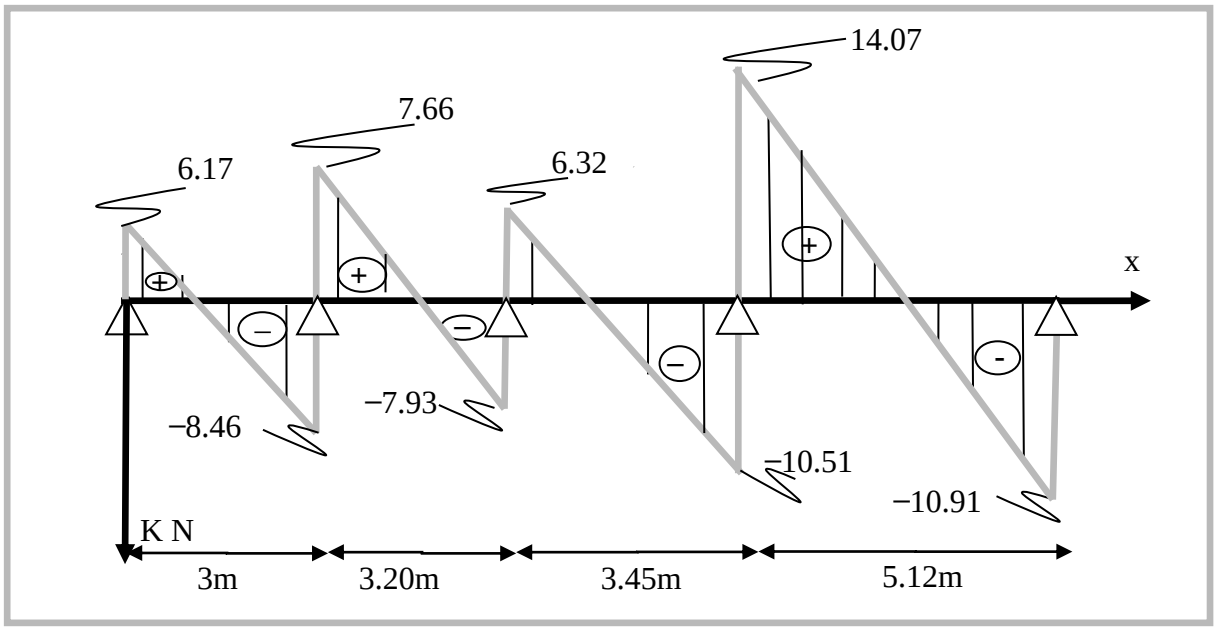
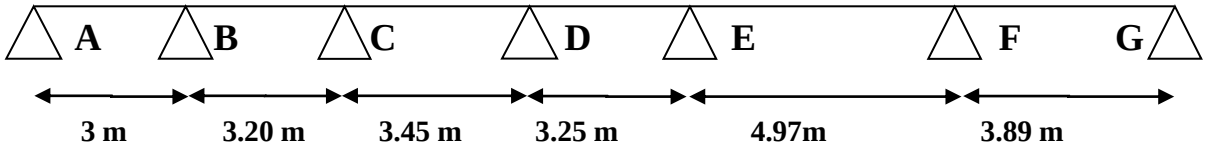


Fig. III.8 : Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S

2-Poutrelles à six travées :



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q=1.5\times0.65=0.975KN/m \leq Max\ (2G\ ;\ 5\ KN)$…….. (c.v).
- $I_1=I_2=I_3=I_4=I_5=...\ I_n$ ……...…… (c.v).
- $0.8< Ln/\ Ln+1<1.25$……...……....(c.n.v).

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

Tableau III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e (KN.m)	T_ω (KN)	T_e (KN)
A-B	7.56	3.69	1.512	6.22	8.51	-11.64
B-C	8.6	2.68	6.22	5.61	10.94	-10.55
C-D	9.99	4.34	5.61	5.69	11.56	-11.56
D-E	8.87	1.19	5.69	9.66	9.69	-12.14
E-F	20.75	9.8	9.66	12.23	16.17	-17.21
F-G	12.71	5.32	12.23	2.54	15.56	-10.58

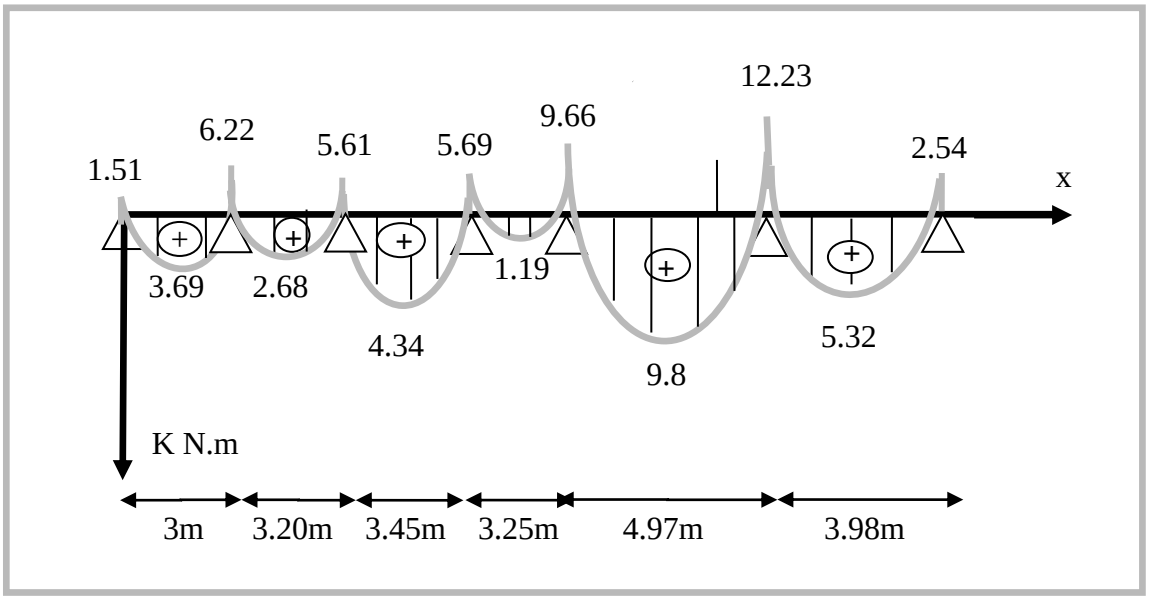


Fig. III.9: Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U

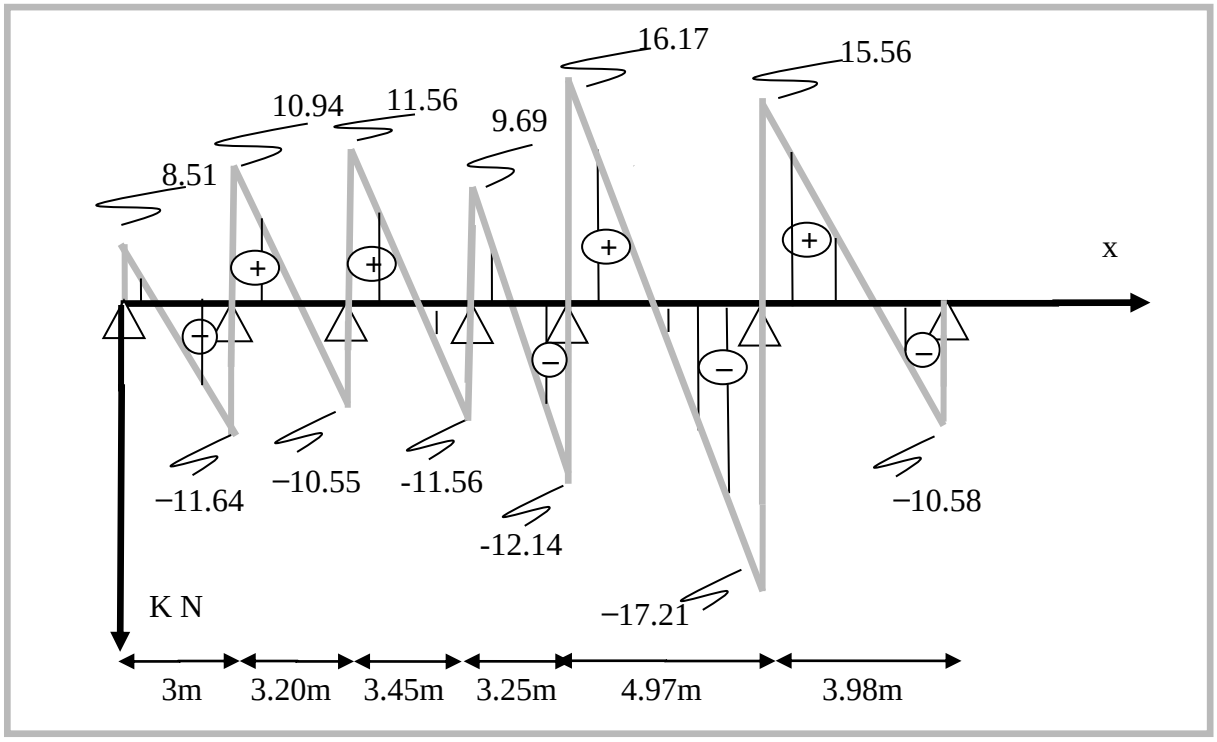


Fig. III.10 : Diagrammes des efforts tranchant à l'E.L.U

Tableau III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS)

Travée	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_ω (KN.m)	M_e(KN.m)	T_ω (KN)	T_e (KN)
A-B	5.49	2.68	1.09	4.52	6.17	-8.46
B-C	6.24	1.94	4.52	4.079	7.93	-7.66
C-D	7.26	3.155	4.079	4.13	8.43	-8.40
D-E	6.44	0.86	4.13	7.02	7.04	-8.81
E-F	15.06	9.11	7.02	4.87	12.56	-11.69
G-H	9.23	5.87	4.87	1.85	10.26	-8.71

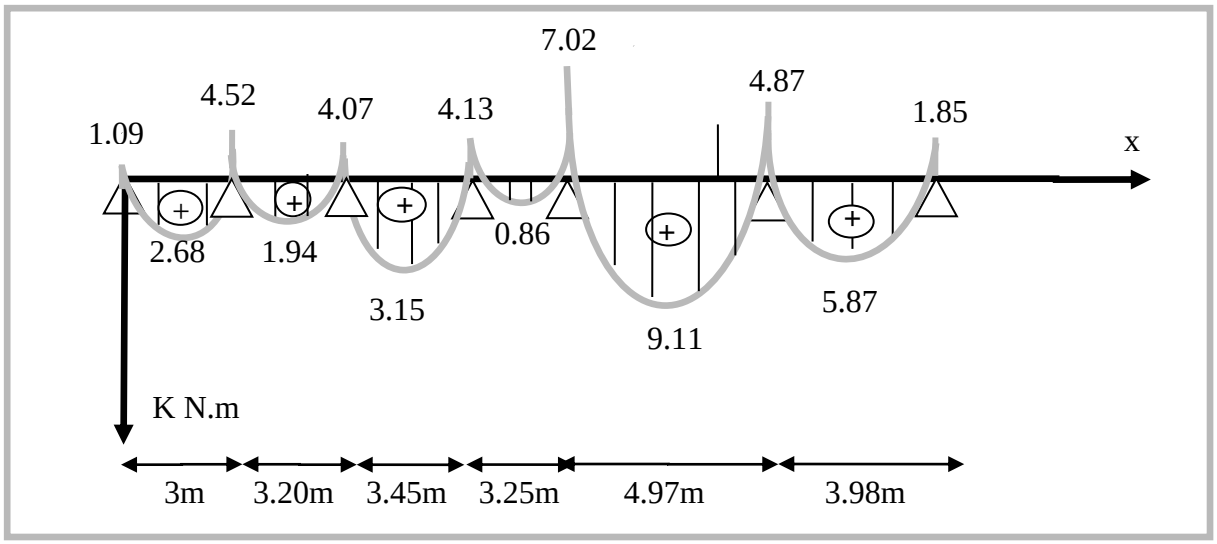


Fig. III.11 : Diagrammes des moments fléchissant à L'E.L.S

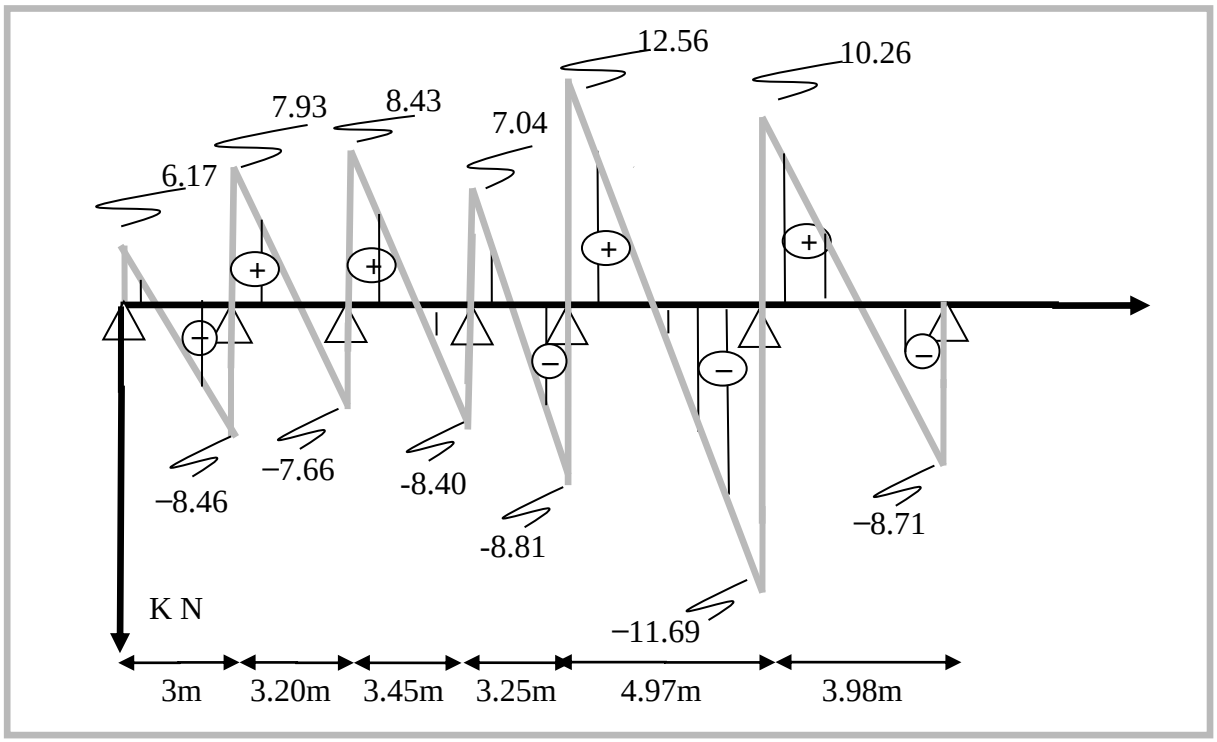


Fig. III.12 : Diagrammes des efforts tranchant à L'E.L.S

III.2.2.3.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	15.57	12.03	19.38	11.31	9.11
référence	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 6 travées

III.2.2.4.Ferraillage des poutrelles :

- 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
- b0 = 12 cm
- h = 21 cm
- h0 = 5 cm
- d = 19 cm
- c = 1 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa

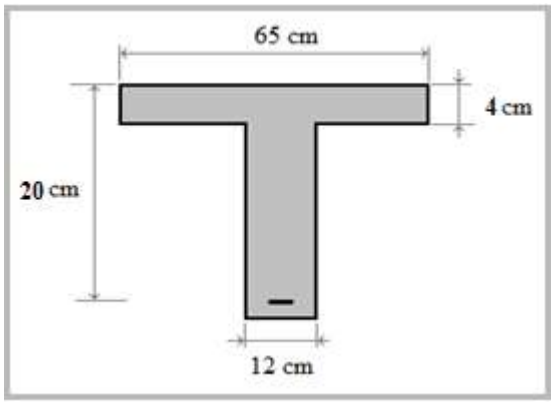


Fig. III.13 : Section de béton des poutrelles

Tableau III.13 : Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	12.03	15.57
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(190-50/2)= 59.07$ (KN.m)	
		$M_u< M_0$→ l'axe neutre appartient à la table →étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) → calcul en flexion simple	$M_u< M_0$→ l'axe neutre appartient à la table → étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) → calcul en flexion simple
	μ	0,040	0,282
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	β	0,980	0.830
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.95	2.99
	A_{min} (cm^2)	1,3	0.24
	Le choix	3HA10=2,35	2HA14=3.08
Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	9.11	11.31
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.91	6.068
	I_G (cm^4)	8293.27	11262.30
	K (N/mm^3)	0.1098	0.100
	σ_b (MPa)	4.29	6.09
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	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=1HA14+1HA10=2.32

- Calcul des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71; 16; 12]$

On adopte: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 0,28 cm² ; n_t = 2.

$A_t = a_t \times n_t$ = 0, 56 cm²

- Calcul escapement:

$S_t \leq \min[0.9\,d\,, 40\,\text{cm}] = [16.2;40] = 16.2\,\text{cm}.$

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b \rightarrow$ RPA99V2003 ► Art [7.7.1] ◄

$\rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55\,\text{cm}$ **,** on adopte : St = 15cm.

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

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

$\frac{0{,}56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0{,}00311 \geq \frac{1{,}15(0{,}897 - 0{,}3 \times 2{,}1 \times 1)}{0{,}9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}00085$ (CV)

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0{,}18\,\text{cm}^2$

A_t = 0,56cm² ≥ A_{tmin} = 0,18cm² (C.V)

Tableau III.15 : Ferraillages transversales des poutrelles

A transversales	espacement
2HA6	15cm

III.2.2.5.Les vérifications:

1- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{19.38 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0{,}897 \text{ MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = 0{,}897 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33 \text{ MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2 ; 0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2 ; 0{,}9 \times 19\right] = 17{,}1 \text{ cm}$$

$$V_u = 18{,}536 \text{ KN} \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 120 \times 171 = 136{,}8 \text{ KN} \qquad \text{(c.v)}$$

2- Vérification au voisinage de l'appui:

- Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow Vu \leq b_0 .a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60 kN$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 25.5]→a=16.2 cm

Vu=19.38 kN< 129.60kN(C.V)

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

Vu+(Mu/0.9d)=19.38+[(-15.57)/(0.9x0.18)]= -76.73< 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

σ_{bmoy} =Vu/ab0$\leq \overline{\sigma}_b$=1.3fc28/γb .

σ_{bmoy}: la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}= 1.99MPa< $\overline{\sigma}$b=21.67 MPa…… (C.V)

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

3- vérification de la flèche :

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

Tableau III.16 : Vérification de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/4.97 = 0,040$ $M_t/(15.M_0) = 9.11/(15\times15.06) = 0,040$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times18) = 0,0108$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

M_{ser} = 9.11 KN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0108.$$

ρ = 1.08 % →β1 = 0.856 (Tableau).

$$\sigma s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 251.59 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.80$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.52$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 251.59 + 2.1} \rightarrow \mu = 0.716$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.97 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 20373.735 \text{cm}4$$

$I_{fi} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow$ I_{fi}=6023.196cm4

$I_{fv} = 1.1\dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$ =10731.644cm4

E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.19MPa ; E_v=1/3 E_i=10721.40MPa

$f_i = \dfrac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \dfrac{9.11\times10^6 \times (5.12\times10^3)^2}{10.(32164.19\times6023.196\times10^4)}$ → fi=12.32 mm

$f_v = \dfrac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \dfrac{9.11\times10^6 \times (5.12\times10^3)^2}{10.(10721.40\times10731.644\times10^4)}$ → F_v=20.75mm.

Δ_{ft} = fv - fi $\Rightarrow \Delta_{ft}$ = 20.75-12.32 = 8.43 mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq \bar{f}$

Avec : $\bar{f} = 0.5 + \dfrac{L}{500} = 0.5cm + \dfrac{5120}{500} = 10.12$mm.

Donc : Δ_{ft}= 8.43 mm< $\bar{f}$ = 10.12 mm

Avec :

L : longueur de travée.
I_0:le moment d'inertie de la section rendue homogène.
f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction.
σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature.
ρ: Le pourcentage d'armature égal à : A/b0d.
M_{ser} :moment de service maximum dans la travée.
f_i: les déformations instantanées.
f_v: les déformations de longue durée.

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (e=16+4cm) du plancher à corps creux.

Tableau III.17 : Calcul de la flèche

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9.11	2.35	7.97	0.0108	0.856	251.59	0.716	3.80	1.52
I (cm4)	If_i(cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
20373.735	6023.196	10731.644	5.12	12.32	20.75	8.43	10.12	C.V

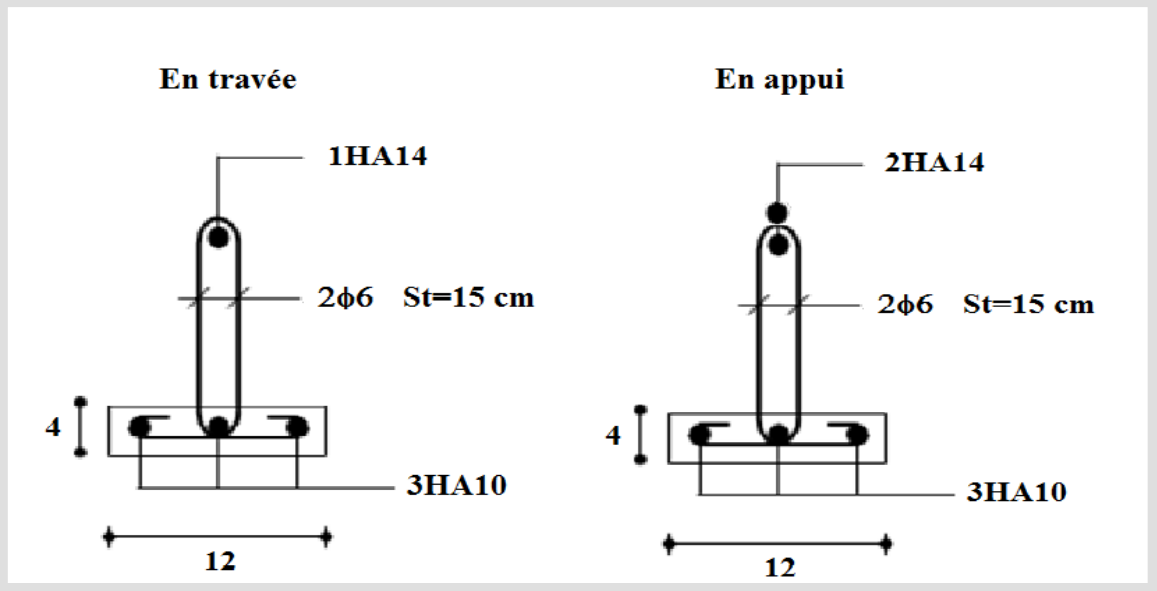


Fig. III.14 : Ferraillage des poutrelles

III.3.L'escalier :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volé.

Les escaliers sont constituent par deux composants (palier et paillasse).

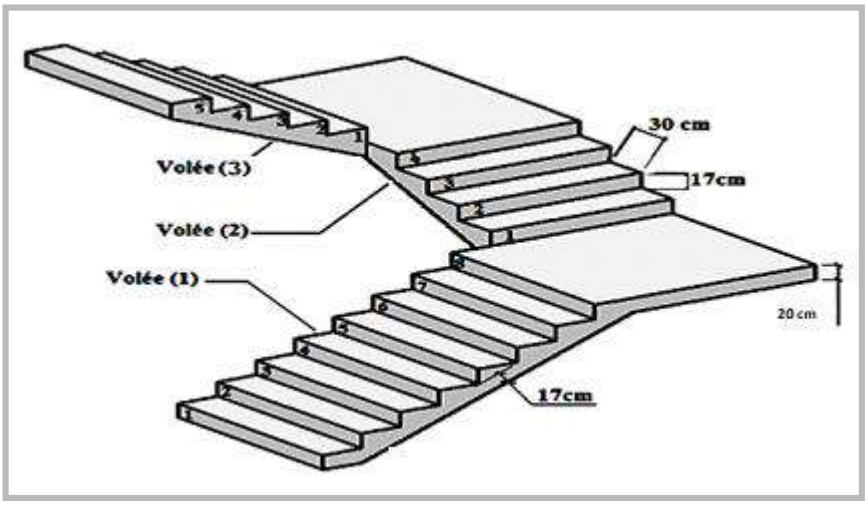


Fig. III.15: Représentation d'un escalier

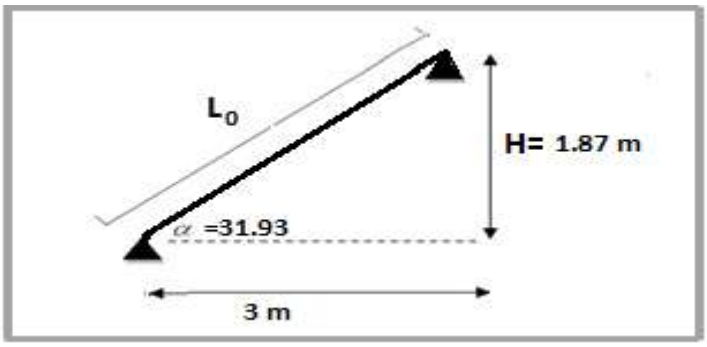


Fig. III.16 : Dimensions d'escalier

III.3.1. Pré-dimensionnement :

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤66cm……..C.V

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

tg α = H / L = 0.17/0.30 = 0.566

Donc : $\alpha = 29.53°$

$L_{tot} = \sqrt{1.87^2 + 3^2} = 3.53m$

L_{tot}=3.53m.

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

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Rightarrow 10.8 \le e \le 11.7$$

On adopte : e = 15cm

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.2.1. Charges permanentes :

Tableau III.18 : Poids propre du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	5.49

Tableau III.19 : Poids propre de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/ cos α	25	4.309
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	8.17

La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/m^2(DTR.B.C.2.2 /7.2.1 Bâtiment à usage d'habitation).

III.3.2.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
À l'E.L.S :P_{ser} = G + Q

Tableau III.20 : Combinaisons des charges de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.17	2.5	14.78	10.67

- L'E.L.U :

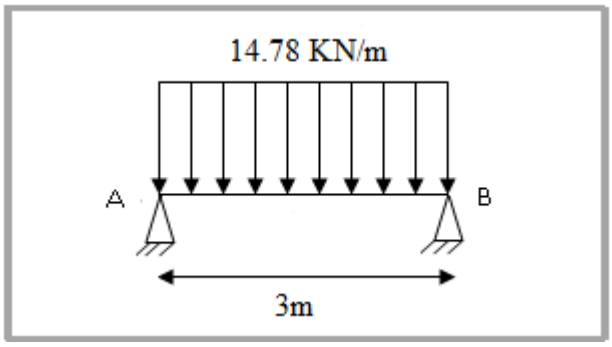


Fig. III.17 : Schéma statique à L'E.L.U

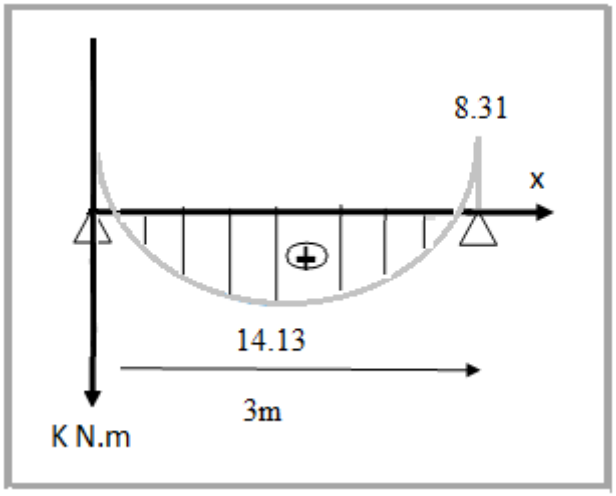


Fig. III.18: Diagramme des moments fléchissant d'escalier à L'E.L.U

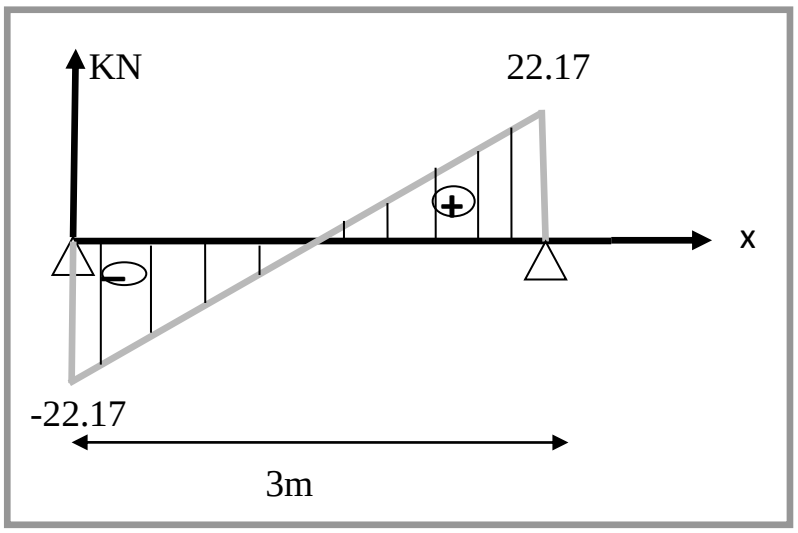


Fig .III.19: Diagrammes des efforts tranchant à L'E.L.U

- L'E.L.S :

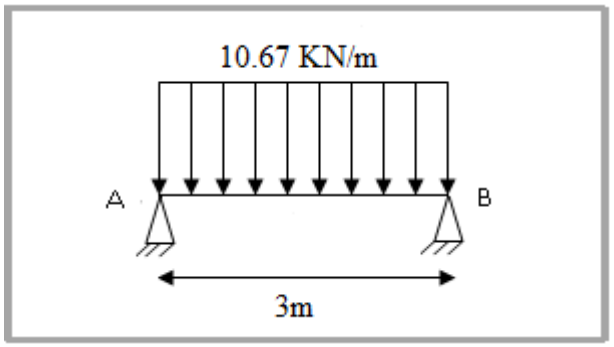


Fig. III.20: Schéma statique à L'E.L.S

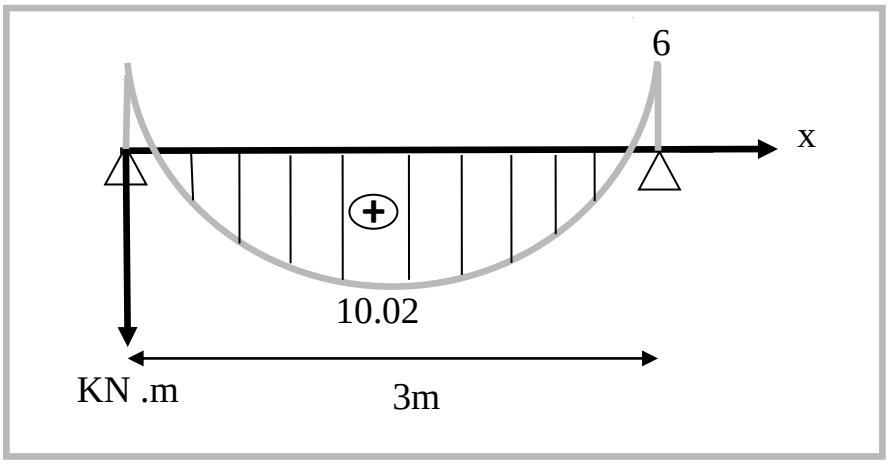


Fig .III.21: Diagramme des moments fléchissant d'escalier à L'E.L.S

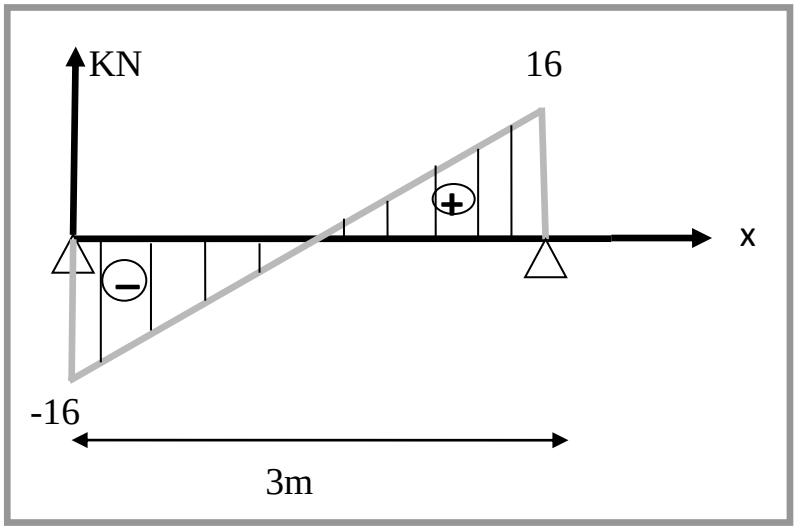


Fig. III.22: Diagrammes des efforts tranchant à L'E.L.S

III.3.3. Calcul du ferraillage :

Tableau III.21 : 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=15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.22 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	14.13	0.063	0.967	3.36	0.00	7HA12=7.92
En appuis	8.31	0.037	0.981	1.94	0.00	7HA12=7.92

1-Condition de non fragilité :

A_{min} = B/1000 = 1.5cm²
Donc : A> A_{min}.
Le choix :
En travée :A = 7HA12= 7.92cm².
Aux appuis : A = 7HA12= 7.92cm².

2-Les armatures de répartition : A_r = A/4

En travée : A_r = 5HA10 = 3.92 cm².
Aux appuis : A_r = 5HA10 = 3.92 cm².

3-Condition d'espacement :

Tableau III.23 : L'espacement des armatures longitudinaux et répartitions de l'escalier

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	S_t=14.28cm ≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	S_t=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	S_t=14.28cm ≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	S_t=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

Donc :

-Pour Les armatures longitudinales : A=7HA12=7.92cm².
-pour Les armatures de répartitions : A_r=5HA10 = 3.92 cm².

4-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{22.17\times10^3}{1.12.5\times10^{-2}} = 0.177\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07\times\frac{25}{1.5} = 1.17\text{MPa}$$

τ_u=0.177 MPa ≤ $\overline{\tau}_u$ = 1.17 MPa …….(C.V).

5-Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa.$

Tableau III.24 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.92	7.92
M_{ser} (kN.m)	10.2	6
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.39$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.39$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10633.92$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10633.92$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.21$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.47$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

6-Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} = 0,05 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,0425 \ldots\ldots\ldots (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0,0063 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \ldots\ldots\ldots (c.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- **Evaluation de la flèche : (selon l'annexe D CBA 93) :**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- **Pour les flèches aux charges instantanées:**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i . I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}} \quad I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad \rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05. \times f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{d}\right)} \quad \mu = Max\left[1-\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$$

- **pour les flèches aux charges de longues durées:**

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v . I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3}E_i \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \quad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

- **Détermination de l'axe neutre:**

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7.87 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 30870 cm^4$$

Tableau III.25 : Vérification de la flèche de l'escalier

A(cm²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y(cm)	I_0(cm^4)
7.92	10.2	0.0063	116.55	0.272	7.87	30870
I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	Fi(mm)	F_V(mm)	ΔF(mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
17869.09	24986.02	1.597	3.426	1.829	6	Oui

III.4. Calcul de la console sous paillasse :

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

On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

1-**Vérification des prescriptions du RPA 99 version 2003 :**

b = 30 cm ≥ 20 cm…….... (C.V)
h = 30 cm ≥ 30 cm…….... (C.V)
h/b = 1 < 4……..…….. (C.V)
Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml
Donc : P_u=27.27KN/m.
P_{ser}=19.70KN/m.

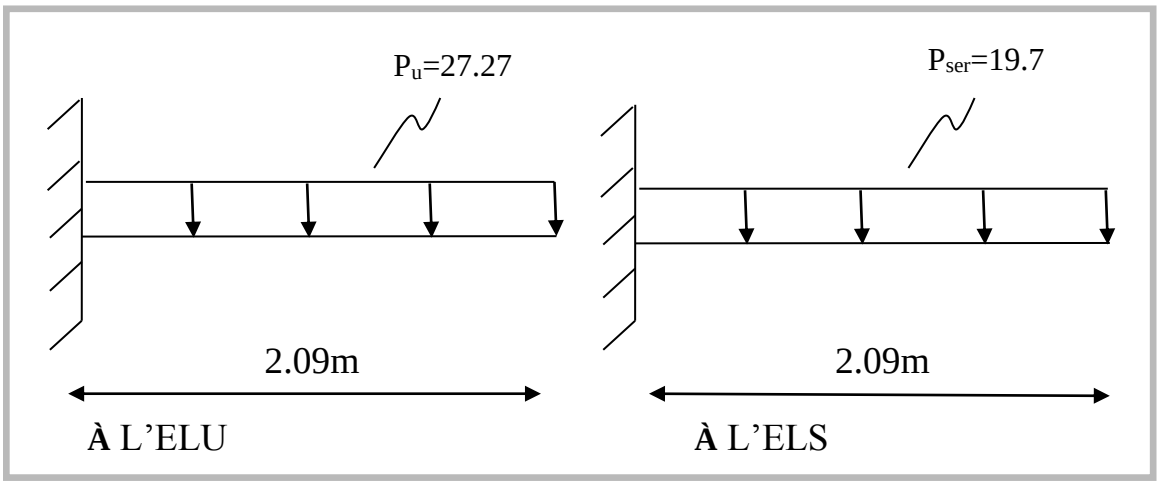


Fig. III.23: Schéma statique de console

a) Calcul des efforts :

Tableau III.26 : Calcul des efforts internes à l'ELU et à l'ELS

	À L'ELU	À L'ELS
Les moments(KN.m)	$M_u = \frac{P_{U\times}L^2}{2}$= 59.55 KN.m	$M_{ser} = \frac{P_{ser\times}L^2}{2}$= 43.02 KN.m
Les efforts tranchants(KN)	$T_u = P_{U\times}L$= 56.99 KN.m	$T_{ser} = P_{ser\times}L$= 41.17 KN.m

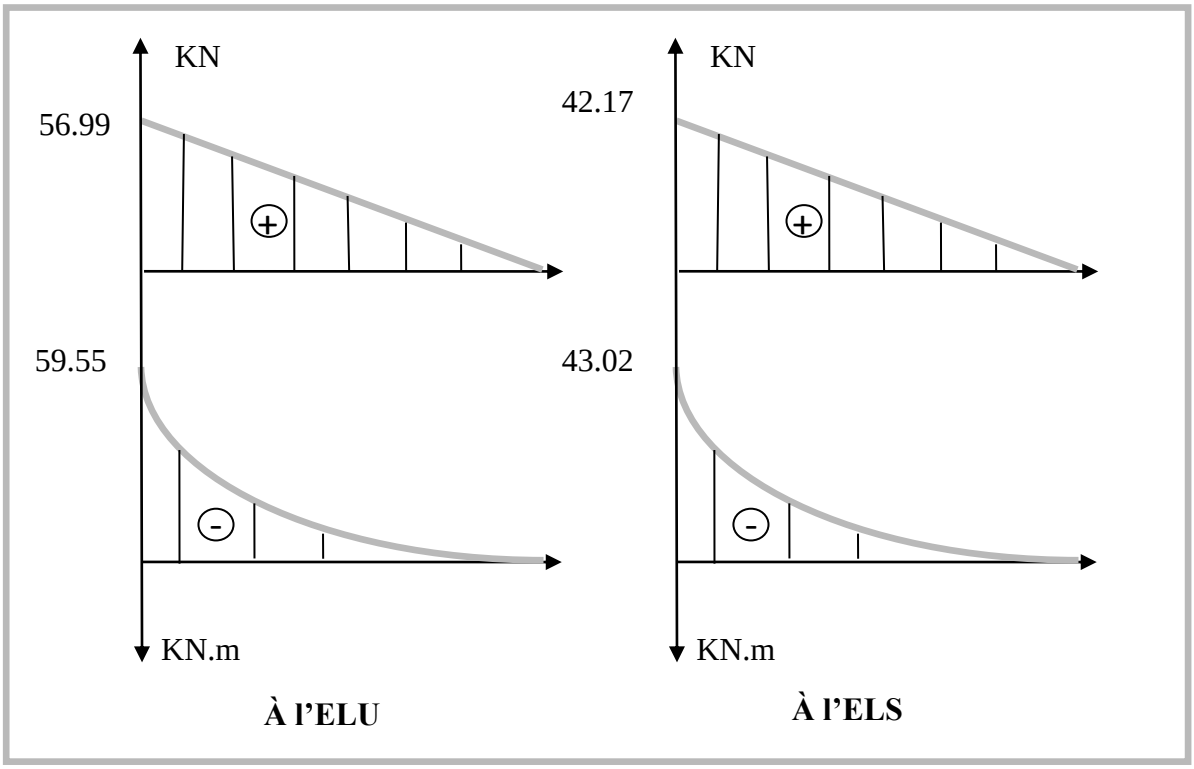


Fig. III.24: Diagrammes des efforts internes de console à l'E.L.U et l'E.L.S

b) Calcul du ferraillage :

Tableau III.27 : 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 = 30 cm	h=30cm	d=27.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.28 : Calcul des sections d'acier de console

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En appuis	59.55	0.184	0.898	6.92	0.00	5HA14= 7.69

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

1-Vérification de l'effort tranchant :

Tu = 56.99 KN

τ_u=Tu /b_0.d=0.69MPa

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

Donc : $\tau_\mu < \bar{\tau}_u$.....(c.v)

2-Les armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]=24.75cm.

S_t=15 cm (zone courante).

$$\Phi t \leq Min\left[h/35, \Phi_L \leq ; b/10\right] = Min\left[8.5mm;12mm;30mm\right].$$

On prend : Φt =8mm.

$a_t = \pi \times \Phi t^2/4 = 0.5cm^2$ $A_t = a_t \times n_t$ donc : $A_t = 2cm^2$.

3-Vérification de la section minimale :

$$\frac{A_t}{b_0.d} F_e = 1.77 \geq 0,4MPa.....\text{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{b_0.d} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.9\frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} \Rightarrow 0.0044 \geq 0.00019...\text{(c.v)} Avec: K = 1, \alpha = 90^o$$

Zone nodal:

$S_t \leq$ Min (h/4 ; 12Φ_t ;30) → $S_t \leq$ Min (7.5cm ; 9.6cm ;30cm)

S_t=7cm.

Zone courante:

$S_t \leq h/2$ → S_t=15cm.

4-Vérification de compression dans la bielle de béton :

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

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

V_u=56.99KN≤$0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 247.5$=495KN.

Donc : $V_u \leq 0.4\times\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)\times b_0$×a …….. (C.V)

5-Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2V_u}{a.b_0} \prec 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow 1.53MPa \prec 17.39MPa.....\text{(c.v)}$$

6-Vérification à L'ELS :

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \; by^2/2 + 15A'(y-c) - 15A(d-y) = 0$$

Tableau III.29: Vérification à l'E.L.S

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	y(cm)	I_G (cm^4)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	observation
43.02	7.69	6.89	59900.22	4.94	15	(c.v)

- **Evaluation de la flèche : (selon l'annexe D CBA 93) :**

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = L/250$$

Tableau III.30: Récapitulation des résultats de la flèche

M_{ser}(KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
43.02	0,0093	235.45	0	2.25	0.90	$3.93.10^4$	32164,19
E_v(MPa)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,40	3305.9561	3305.9561	1.34	4.04	2.707	8.36	c.v

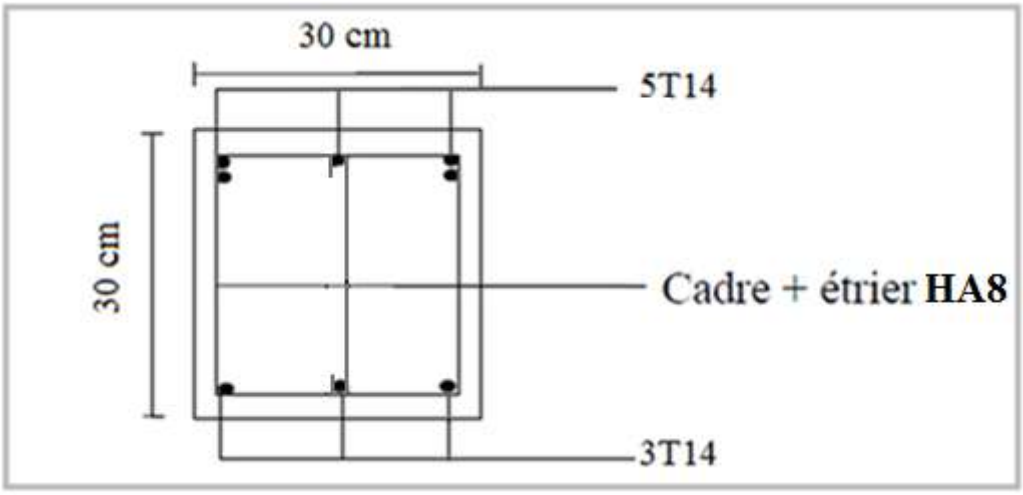


Fig. III.25: Ferraillage du consol sous paillasse

III.5. Les dalles pleines :

III.5.1. Méthode de calcul :

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

Cette méthode est plus exacte 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.5.2. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

Il est en fonction de la charge, des 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 :

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est en 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.5.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.31: Les actions sur la dalle

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.95	1.50	11.63
ELS			8.45

III.5.4. Calcul de la dalle :

Nous considérons le type de ligne de rupture possible :

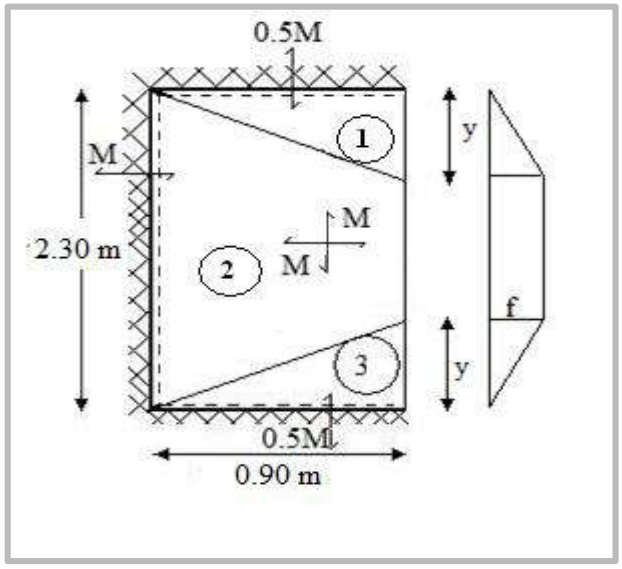


Fig. III.26. Ligne de rupture sur la dalle

Tableau.III.32: Travail externe dur la dalle

Eléments	Aire de chargement		déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	2	0.45 y	f/3	$0.15.y.f.q_u$
2	(2.30-2y) x0.90		f/2	$(1.035-0.9y).f.q_u$
3	2	0.45 y	f/3	$0.15.y.f.q_u$
			$\sum$	$f.q_u.(1.035-0.3y)$

Tableau.III.33: Travail interne sur la dalle

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	0.90	f/y	0.90. M.f/y
	-	0,5M	0.9	f/y	0.45.M.f/y
2	+	M	2y	f/0.9	2.22. M.y.f
	-	M	2.30	f/0.9	2.55. M.f.y
3	+	M	0.90	f/y	0.90. M.f/y
	-	0,5M	0.90	f/y	0.45.M.f/y
				∑	M.f.(2.7/y +2.22y +2.55)

Travail externe = Travail interne

f.qu. (1,035-0,3y) = M.f.(2,7/y+2.22y +2,55)

y doit être : 0 < y <0.60 m

$$\frac{dq_u}{dy} = 0 \qquad \Rightarrow \quad y = 0.60m$$

Tableau.III.34: Récapitulations des efforts

	ELU		ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitations	0.67	1.35	0.49	0.98

III.5.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.35: Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	e=1,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa

ρ = Lx/Ly = 0.90/2.30=0,24

et $0,39 \leq 0,4$ donc la dalle travaillant suivant une direction.

$Øp \leq h/10 = 15/10 = 1,5$ cm

On adopte alors $Øx = 10$ mm

$dx = h\text{-}e\text{-}Ø/2 = 13,00$ cm

Tableau.III.36: Ferraillage de la dalle pleine

	sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi	A final (cm^2)	sens	A_{rep} (cm^2)	St (cm)
travée	y	1.35	0.006	0.997	1,50	0.31	6HA10	4,71	x	5T10	20
appuis	y	0.67	0,003	0,999	1.50	0.15	6HA10	4,71	x	5T10	20

III.5.6. Les vérifications :

1-Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \leq Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/6 = 20 cm ; on adopte: esp = 20 cm.

2-Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0,07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u \,.L_X}{2} = \frac{11.63 \times 0.9}{2} = 5.23\,KN$$

$$\tau_u = 0,38MPa \leq \overline{\tau_u} = 1,16MPa \qquad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Vérification des contraintes à l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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.37: Vérification des contraintes à l'état limite de service

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0.98	4,71	$1{,}96\times10^4$	3.49	0.49	C.V
appuis	0.49	4,71	$1{,}96\times10^4$	3.49	0.24	C.V

4-Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}166 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}1 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}0003 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(C.V)}$$

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.
- Minimiser les effets de torsion.

Vue de la Structure en 3D :

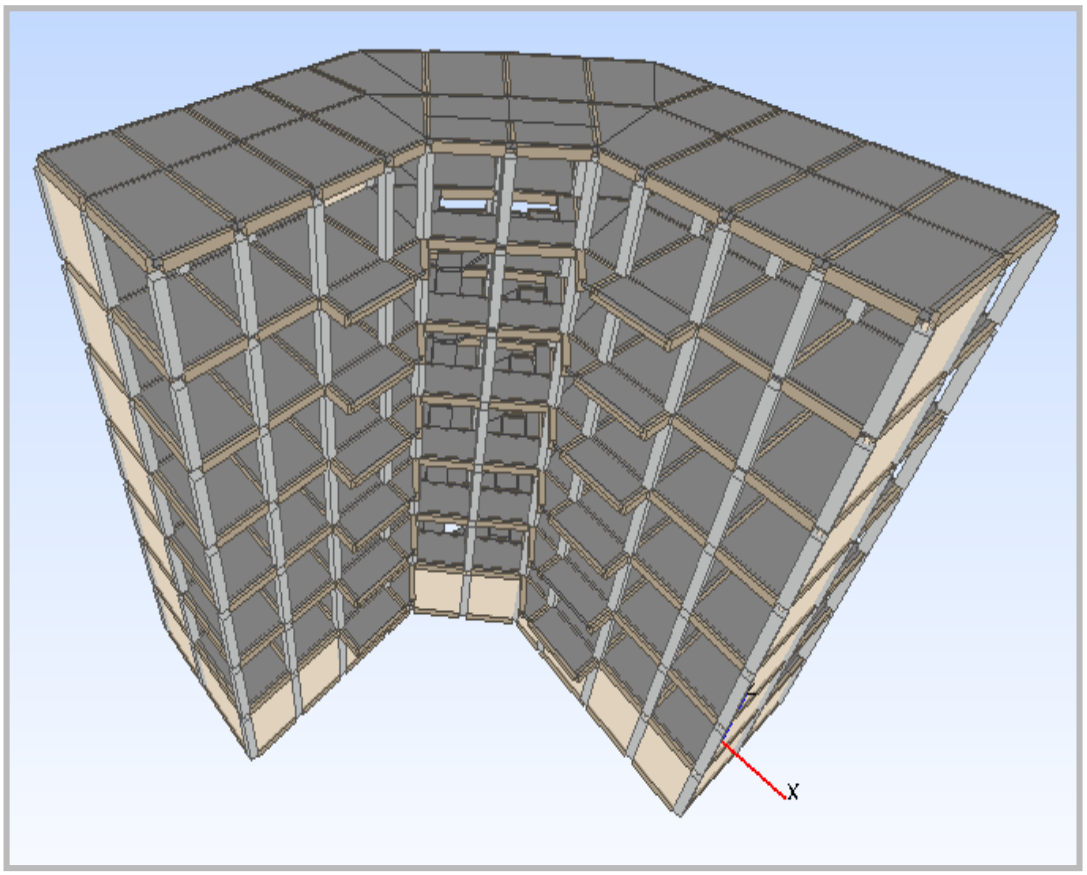


Fig. IV.1 : Vue de la Structure en 3D

Disposition des voiles :

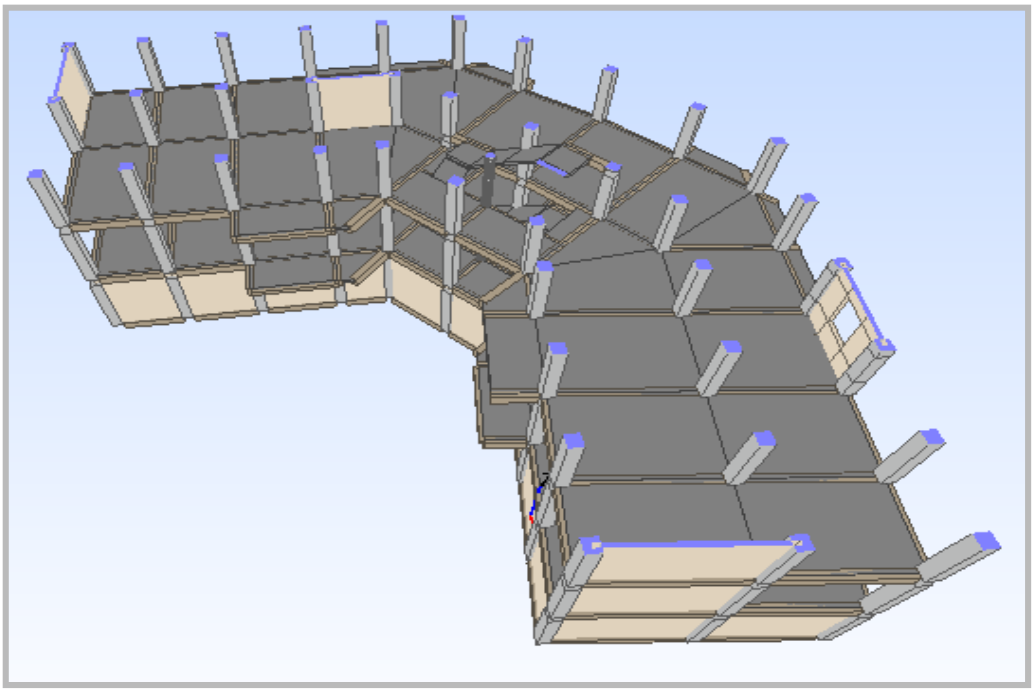


Fig. IV.2 : Disposition des voiles

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.
Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1.Centre de masse :

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

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

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

Avec :

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

Tableau IV.1 : Calcul du centre de Masse

Diaphragme N°	Niveau(m)	∑Wi (KN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG (m)	YG (m)
DIAPH 1	22 .61	3550.056	38006.89	52441.43	10.706	14.772
DIAPH 2	19.38	4028.055	43482.85	58841.83	10.795	14.608
DIAPH 3	16.15	4029.493	43494.35	58846.71	10.794	14.604
DIAPH 4	12.92	4029.493	43494.35	58846.71	10.794	14.604
DIAPH 5	9.69	4029.493	43494.35	58846.71	10.794	14.604
DIAPH 6	6.46	4015.834	43254.55	58655.27	10.771	14.606
DIAPH 7	3.23	4548. 292	49171.58	66623.38	10.811	14.648

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

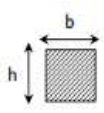
$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- 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_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

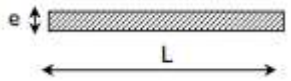
Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
- Pour les poteaux : $Ix = \frac{bh^3}{12}$; $I y = \frac{hb^3}{12}$



- Pour les voiles pleins : un voile 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'augmenter la rigidité de la structure, donnant une grande marge de stabilité de la structure.

$I_x = \frac{Le^3}{12}$; $I_y = \frac{eL^3}{12}$



- Pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \dfrac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20}+\frac{8}{20n}-\frac{1}{30n^2}-\frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

Voile à une seule file d'ouverture : $w^2 = \dfrac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$

Voile à une deux d'ouvertures : $w^2 = \dfrac{G}{3I.H}\left[2\left(\dfrac{ic^2}{a^3}\right)\right]$

H : hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3}+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha}-\frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha}$ Si $\xi = 0.$

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ Si $0 < \xi < 1.$

$$A_0(\alpha,\xi)=\frac{1}{3}\left(2-3\xi+\xi^3\right)+\frac{2}{\alpha^2}\xi+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi)-\frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque :

Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

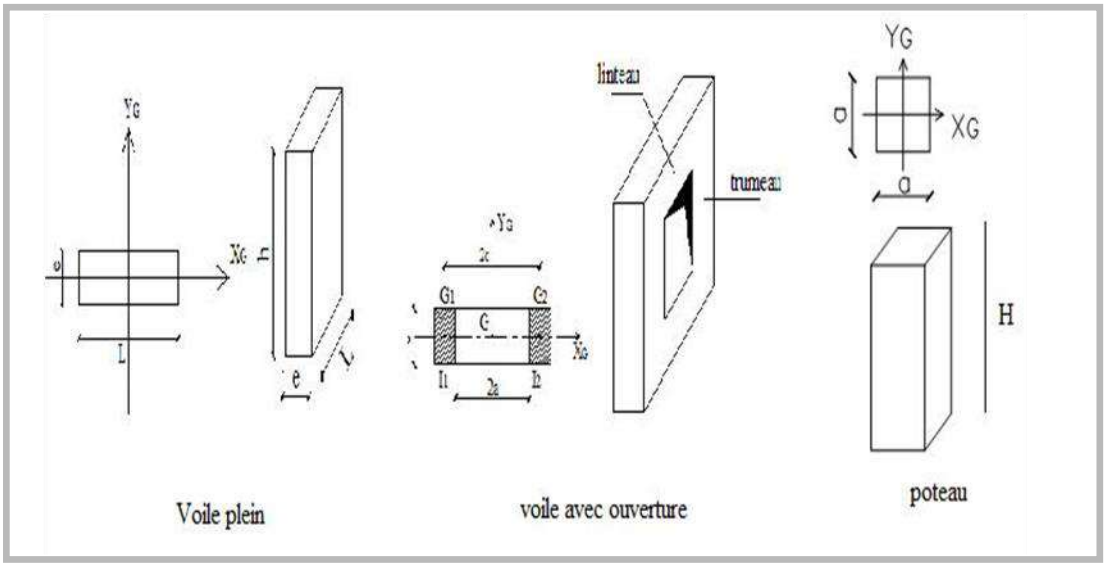


Fig. IV.3 : Inerties des voiles et des poteaux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie					
		$\sum I_{xi}$ (m^4)	$\sum I_{yi}$ (m^4)	$\sum I_x*Y_i$	$\sum I_y*X_i$	X_R (m)	Y_R (m)
DIAPH 1	22 .61	$1.6*10^8$	$3.36*10^8$	$27.16*10^8$	$37.60*10^8$	11.191	16.974
DIAPH 2	19.38	$3.4*10^8$	$3.41*10^8$	$55.35*10^8$	$36.34*10^8$	10.658	16.281
DIAPH 3	16.15	$2.89*10^8$	$4.53*10^8$	$49.01*10^8$	$49.07*10^8$	10.833	16.957
DIAPH 4	12.92	$9.58*10^8$	$7.49*10^8$	$15.09*10^8$	$83.70*10^8$	11.175	15.758
DIAPH 5	9.69	$1.6*10^8$	$3.21*10^8$	$24.64*10^8$	$40.20*10^8$	12.524	15.401
DIAPH 6	6.46	$4.11*10^8$	$3.09*10^8$	$64.58*10^8$	$42.03*10^8$	13.602	15.714
DIAPH 7	3.23	2.6*108	6.84*108	42.33*108	49.59*108	7.250	16.283

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = $\|X_R-X_G\|$ (m)	Ey = $\|Y_R-Y_G\|$ (m)
DIAPH 1	22,61	0,485	2,202
DIAPH 2	19,38	0,137	1,673
DIAPH 3	16,15	0,039	2,353
DIAPH 4	12,92	0,381	1,154
DIAPH 5	9,69	1,730	0,797
DIAPH 6	6,46	2,831	1,108
DIAPH 7	3,23	3,561	1,635

IV.2.3.2.Excentricité accidentelle : selon RPA 99 version 2003 ► [Art 4.2.7] ◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à 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.

  $E_x = 0,05.\ L_x$

  $E_y = 0,05.\ L_y$

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

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Tout les niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
	26.82	27.82	1.34	1.39

IV.2.3.3. Effet de la torsion accidentelle : RPA99 V 2003► [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 ±0.05L, (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 deux méthodes :

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

Pour notre bâtiment la régularité en plan n'est pas vérifiée mais la hauteur de ce dernier ne dépasse pas les 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄,on peut utiliser une méthode parmi les deux premières méthodes.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

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

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage.

- L'ouvrage est du « groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Médéa, commune Souagui. (zone IIa).

Donc : A=0,15

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

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$ Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).

- coefficient de comportement R : Selon RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄◄

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄ :
Suivant X :

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

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (kN)
DIAPH 1	3852,192	3642,227	209,965	805,353	563,696	241,657
DIAPH 2	8209,992	7706,827	503,165	879,821	571,460	308,361
DIAPH 3	12587,190	11808,502	778,688	1188,754	631,606	557,148
DIAPH 4	16971,065	15918,551	1052,514	1442,779	634,969	807,810
DIAPH 5	21360,204	20037,893	1322,311	1635,727	564,619	1071,108
DIAPH 6	25746,425	24159,340	1587,085	1840,090	636,556	1203,534
DIAPH 7	25343,445	16363,175	8980,270	3052,446	114,189	2938,257

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
DIAPH 1	100 %	94,549 %	5,451 %	100 %	69,994 %	30,006 %
DIAPH 2	100 %	93,871 %	6,129 %	100 %	64,952 %	35,048 %
DIAPH 3	100 %	93,814 %	6,186 %	100 %	53,132 %	46,868 %
DIAPH 4	100 %	93,798 %	6,202 %	100 %	44,010 %	55,990 %
DIAPH 5	100 %	93,809 %	6,191 %	100 %	34,518 %	65,482 %
DIAPH 6	100 %	93,836 %	6,164 %	100 %	34,594 %	65,406 %
DIAPH 7	100 %	64,566 %	35,434 %	100 %	3,741 %	96,259 %

Suivant Y :

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (KN)
DIAPH 1	3984,708	3642,227	342,481	806,264	580,012	226,252
DIAPH 2	8405,069	7706,827	698,242	882,382	513,023	369,359
DIAPH 3	12858,263	11808,502	1049,761	1191,531	571,510	620,021
DIAPH 4	17316,184	15918,551	1397,633	1455,699	574,347	881,352
DIAPH 5	21778,218	20037,893	1740,325	1660,071	500,996	1159,075
DIAPH 6	26235,731	24159,340	2076,391	1777,038	533,072	1243,966
DIAPH 7	26603,605	16363,175	10240,430	3535,497	128,862	3406,635

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
DIAPH 1	100 %	91,405 %	8,595 %	100 %	71,938 %	28,062 %
DIAPH 2	100 %	91,693 %	8,307 %	100 %	58,141 %	41,859 %
DIAPH 3	100 %	91,836 %	8,164 %	100 %	47,964 %	52,036 %
DIAPH 4	100 %	91,929 %	8,071 %	100 %	39,455 %	60,545 %
DIAPH 5	100 %	92,009 %	7,991 %	100 %	30,179 %	69,821 %
DIAPH 6	100 %	92,086 %	7,914 %	100 %	29,998 %	70,002 %
DIAPH 7	100 %	61,507 %	38,493 %	100 %	3,645 %	96,355 %

- facteur de qualité Q : selon RPA99 version 2003 [Tab.4.4] :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Détermination du facteur de qualité Q

P_q				
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
Redondance en plan	0	0.05	0	0
Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0.10	0
			1.10	**1.15**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.10 = 1.1$$
$$Q_Y = 1 + 0.10 = 1.15$$

- périodes caractéristiques : selon RPA99 version 2003 [Tab.4.7]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,s \\ T_2 = 0{,}5s \end{array}\right\} \text{site } S_3$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

Stabilité de la structure :

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

Résistance des éléments :

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

IV.4.1.Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Après l'étude dynamique les résultats obtenus du comportement de la structure sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pur suivant l'axe Y, avec : T_1= 0.575s	translation pur suivant l'axe X, avec : T_2 = 0.558s	Rotation autour de l'axe Z, avec : T_3 =0.375s

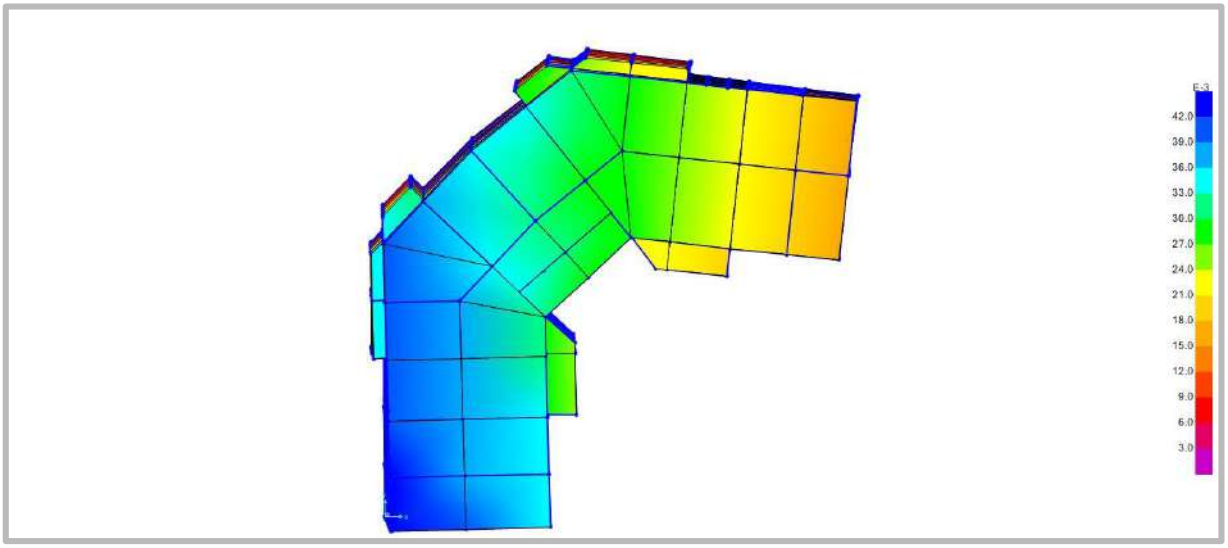


Fig. IV.4 : Comportement de 1er mode (translation pure suivant l'axe Y)

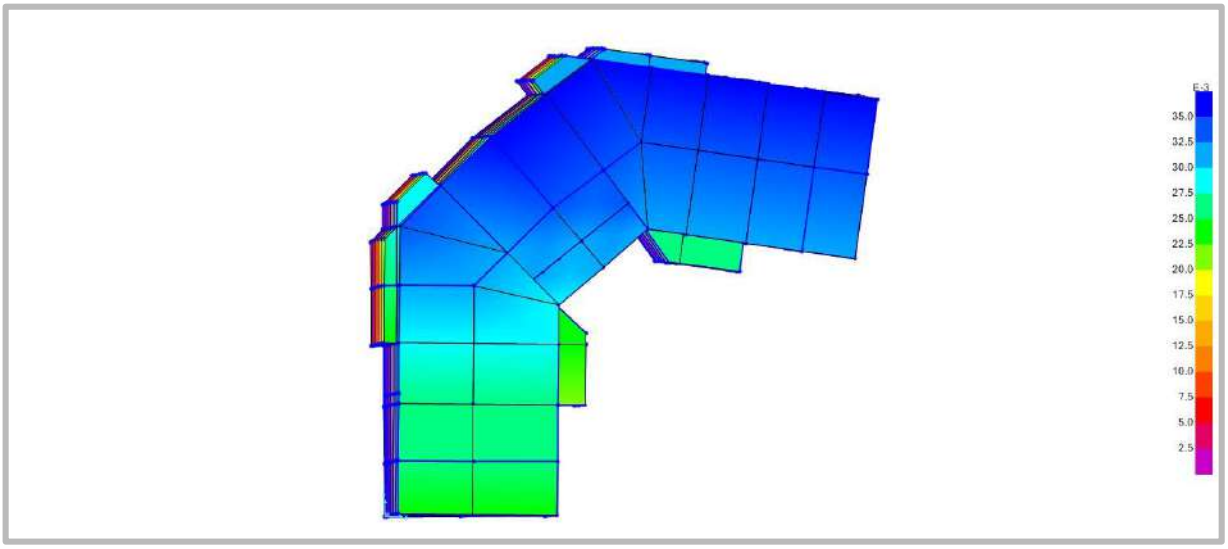


Fig. IV.5 : Comportement de 2ème mode (translation pure suivant l'axe X)

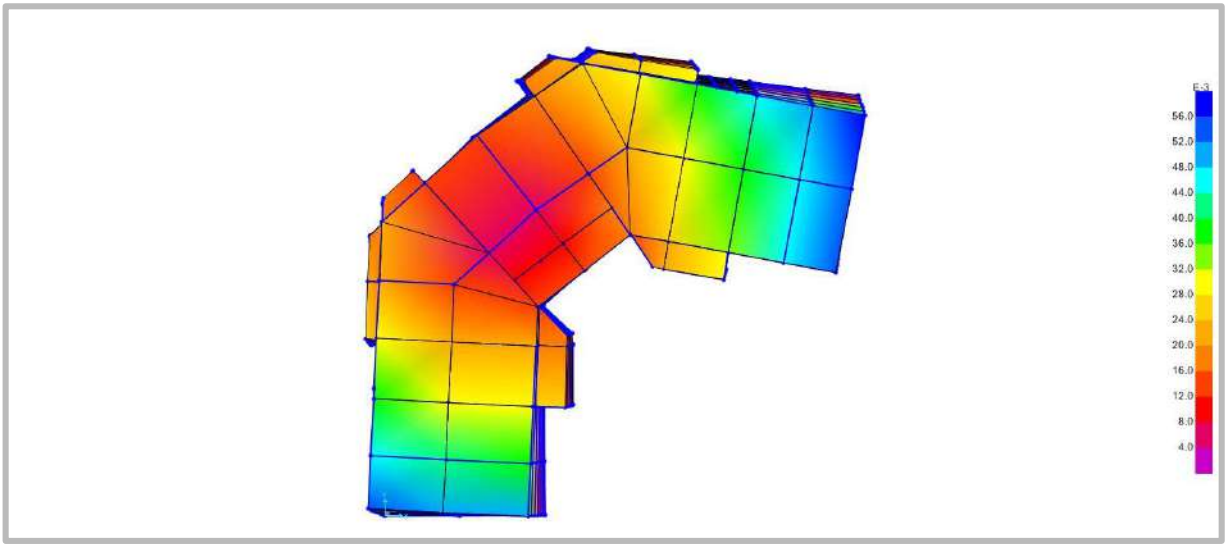


Fig. IV.6 : comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.4.2.vérification de participation massique : Selon RPA version 2003

►► [Art 4.3.4. a] ◄◄

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

Tableau IV.9 : Vérification de participation massique

Mode (i)	**Période (s)**	**UX (%)**	**UY (%)**	**RZ (%)**	**Cumulée de UX (%)**	**Cumulée de UY (%)**	**Cumulée de RZ(%)**
1	0,575554	0.371	58.061	6.15	0.371	58.061	6.15
2	0,558142	62.163	0.046	2.411	62.535	58.108	8.561
3	0,375547	1.751	6.471	54.154	64.285	64.579	62.715
4	0,154619	5.87	5.956	1.697	70.156	70.536	64.411
5	0,141855	8.517	7.327	0.097	78.672	77.862	64.508
6	0,086296	1.076	2.513	15.883	79.749	80.375	80.39
7	0,075334	2.51	1.218	0.836	82.259	81.594	81.226
8	0,07438	0.025	0.004171	0.003707	82.284	81.598	81.23
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
94	0.027427	0.254	0.49	0.002374	89.369	**90.059**	87.846
95	0,027176	0.022	0.013	0.000832	89.391	90.072	87.847
96	0,026609	1.097	0.843	2.707	**90.488**	90.915	**90.554**
97	0,026043	0.001738	0.0000709	0.0006527	90.49	90.915	90.554

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 94ème mode suivant Y, et même dissipation suivant X au 96ème mode alors :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄

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

Ed_X (KN)	W (KN)	M_Y (KN.m)	V_{sx} (KN)	Ed_x/V_{sx}	Vérification
1835,421	30629,179	30404,2717	0,0726	0.825398	C.V
EdY (KN)	W (KN)	M_x (KN.m)	V_{sy} (KN)	Ed_y/V_{sy}	Vérification
1923,385	30629,179	31813,4403	0,076	0.826261	C.V

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄

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

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 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

X_G, Y_G: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : Ms /MR ≥ 1.5 alors:

- suivant X: Ms /MR=9.90 ≥ 1.5 ……..(C.V)
- suivant Y: Ms /MR=14.23 ≥ 1.5 ……..(C.V)

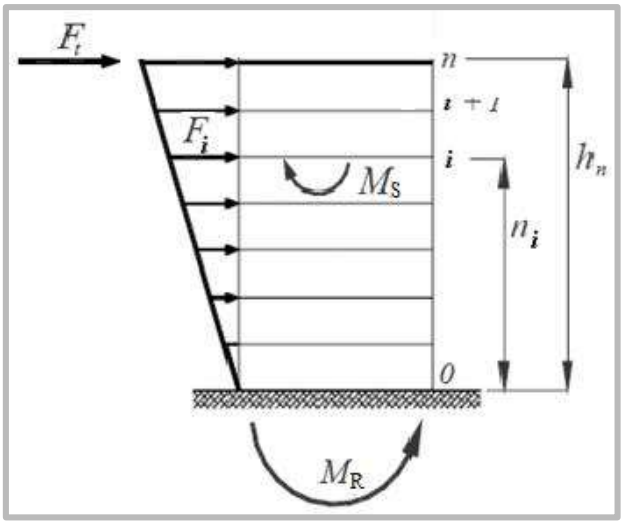


Fig. IV.7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V= F_t+\sum F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{(v-F_t)W_ih_i}{\sum_{j=1}^{n} W_jh_j}$$

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher *i*, *j*

Car on a T<0.7 donc F_t=0KN.

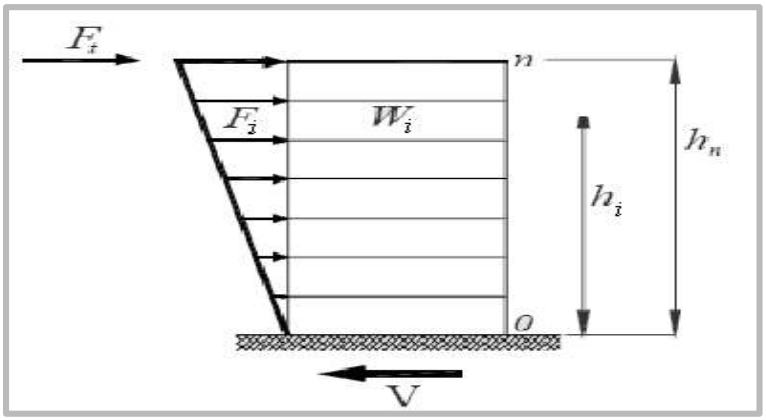


Fig. IV.8 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV.11 : Les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$	Fi_x	Fi_y
22,61	3550,056	80266,7662	412,794923	433,806399
19,38	4028,055	78063,7059	401,465052	433,806399
16,15	4029,493	65076,312	334,673645	351,708707
12,92	4029,493	52061,0496	267,738916	281,366966
9,69	4029,493	39045,7872	200,804187	211,025224
6,46	4015,834	25942,2876	133,415673	140,2066
3,23	4548,292	14690,9832	75,5526048	79,3982716

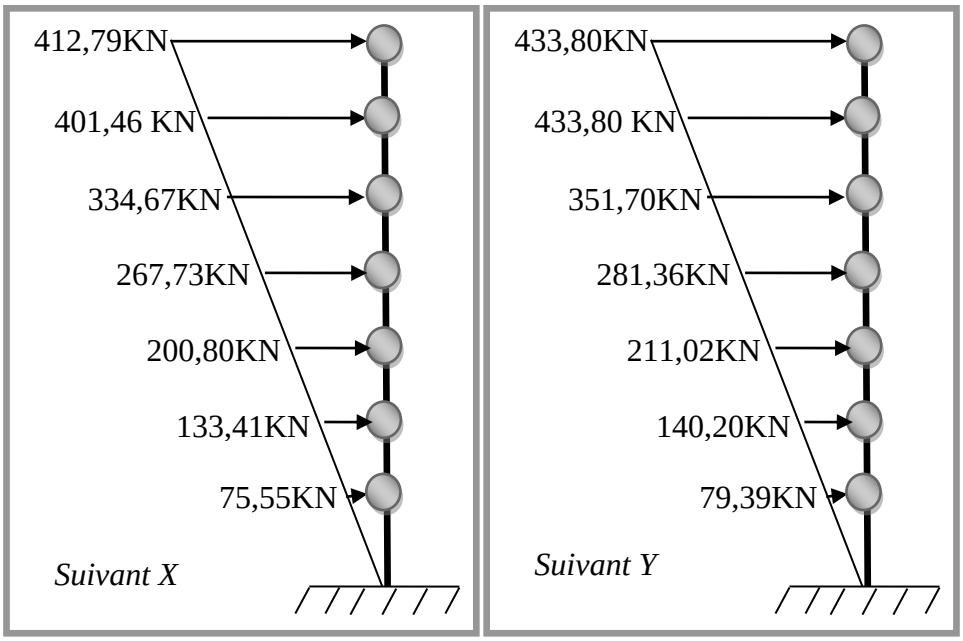


Fig. IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages

IV.4.4.b. Moment de renversement :

Tableau IV.12 : Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fi_x(KN)	Fi_y(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
22,61	412,794923	433,806399	9333,29321	9808,36268
19,38	401,465052	433,806399	7780,39271	8407,16801
16,15	334,673645	351,708707	5404,97936	5680,09562
12,92	267,738916	281,366966	3459,18679	3635,2612
9,69	200,804187	211,025224	1945,79257	2044,83442
6,46	133,415673	140,2066	861,865248	905,734637
3,23	75,5526048	79,3982716	244,034913	256,456417
$\sum M_R$			29029,5448	30737,913

IV.4.4.c. Moment stabilisant :

Tableau IV.13 : Calcul du moment de stabilité

Niveau (m)	Fi_x(KN)	Fi_y(KN)	M_{Sx}(KN.m)	M_{Sy}(KN.m)
22,61	412,794923	433,806399	38007	52441,43
19,38	401,465052	433,806399	43483	58841,83
16,15	334,673645	351,708707	43494	58846,72
12,92	267,738916	281,366966	43494	58846,72
9,69	200,804187	211,025224	43494	58846,72
6,46	133,415673	140,2066	43255	58655,27
3,23	75,5526048	79,3982716	49172	66623,38
$\sum M_S$			304399	413102,1

Tableau IV.14 : Vérification de stabilité

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Ms_x/M_{Ry}	Ms_y/M_{Rx}	Vérification
29029,5448	30737,913	304399	413102,1	9,9030	14,2304	CV

Commentaire :

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

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages :

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

- $\delta_k = \delta_{ek}$ *R [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]
- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

- $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

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

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{kx} = \delta e_k$*R (cm)	Δk_x cm	$h_e/100$ cm	Vérification $\Delta k_x \leq h_e/100$
22,61	1,16	5,8	0,9	3,23	C.V
19,38	0,98	4,9	1	3,23	C.V
16,15	0,78	3,9	1,1	3,23	C.V
12,92	0,56	2,8	1,1	3,23	C.V
9,69	0,34	1,7	1	3,23	C.V
6,46	0,14	0,7	0,65	3,23	C.V
3,23	0,01	0,05	0,05	3,23	C.V

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δek_x (cm)	$\delta k_x = \delta e_k$*R (cm)	Δk_x cm	he/100 cm	Vérification $\Delta U1 \leq he/100$
22,61	1,45	7,25	1,05	3,23	C.V
19,38	1,24	6,2	1,35	3,23	C.V
16,15	0,97	4,85	1,35	3,23	C.V
12,92	0,7	3,5	1,4	3,23	C.V
9,69	0,42	2,1	1,2	3,23	C.V
6,46	0,18	0,9	0,85	3,23	C.V
3,23	0,01	0,05	0,05	3,23	C.V

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 ►►Art 4.4.3◄◄

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements en tête

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	1,16	5,8	1.29	C.V
Suivant Y	1,45	7,25	1.29	C.V

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles, recommandés par le CBA 93.

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments : par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- Les poutres : Selon CBA93 ► [Art A.5.1] ◄ :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}\bar{\tau}$ =Min [$0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] peu nuisible $\bar{\tau}$ =Min [$0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] préjudiciable

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

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(MPa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP30*40	117.645	1.045	1.35G+1.5Q	3.33	C.V
PS30*35	67.144	0.68	G+Q+Ed_x	4.347	C.V

b- Console :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}\bar{\tau}$ =Min [$0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa] prédujusiable

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

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement de console

	T(KN)	τ_{max}(MPa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Console 30*30	40.78	0.49	G+Q+Ed_x	4.347	C.V

c- les poteaux : selon RPA99 version2003►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

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

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

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

Tableau IV.20 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T(KN)	τ_{max}(MPa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	73.492	0.38	G+Q+Ed_x	1	C.V

Tableau IV.21 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

	T(KN)	τ_{max}(MPa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	79.22	0.41	G+Q+Ed_x	1	C.V

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des combinaisons G+Q+Edx.

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003

►► [Art7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

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

		N_d (KN)	v	Sous la combinaison	Vérification $v \leq 0.3$
Suivant X	Poteaux 45*45	1293.93	0.279	G+Q+Ed_x	C.V
Suivant Y		1360.153	0.294	G+Q+Ed_y	C.V

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9] ◄◄

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 :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

Pk : 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 du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

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

Tableau IV.23 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	h_k	W_i (KN)	F_{ix}	Δk_x cm	θk_x	Vérification $\theta k_x \leq 0.1$
22,61	323	3550,056	412,794923	0,9	0,02396298	Vérifier
19,38	323	4028,055	401,465052	1	0,03106312	Vérifier
16,15	323	4029,493	334,673645	1,1	0,04100332	Vérifier
12,92	323	4029,493	267,738916	1,1	0,05125415	Vérifier
9,69	323	4029,493	200,804187	0,65	0,04038206	Vérifier
6,46	323	4015,834	133,415673	0,05	0,00465947	Vérifier
3,23	323	4548,292	75,5526048	_	0	Vérifier

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

Niveau (m)	h_k	W_i (KN)	F_{iy}	Δk_y cm	Θk_y	Vérification $\Theta k_y \leq 0.1$
22,61	323	3550,056	433,806399	1,05	0,02660272	Vérifier
19,38	323	4028,055	433,806399	1,35	0,03880884	Vérifier
16,15	323	4029,493	351,708707	1,35	0,04788489	Vérifier
12,92	323	4029,493	281,366966	1,4	0,06207301	Vérifier
9,69	323	4029,493	211,025224	0,85	0,05024958	Vérifier
6,46	323	4015,834	140,2066	0,05	0,00443379	Vérifier
3,23	323	4548,292	79,3982716	_	0	Vérifier

IV.5.Conclusion :

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

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 C.B.A 93 :
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - 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.

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

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
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2MPa	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	$\overline{\sigma_s}$ =400 MPa

V.2.2.Recommandations du RPA99 :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

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

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

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone II.

V.2.2.a. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.\ St\ .b.$

b : largeur de la poutre.

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

- $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
- $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30*40	inter	Travée	67.36	1.35G+1.5Q	5.43	3HA14+1HA12=5.75
			Appui	-78.16	1.35G+1.5Q	6.37	3HA14+2HA12=6.88
		rive	Travée	22.86	1.35G+1.5Q	1.79	3HA12=3.39
			Appui	-52.41	G+Q+Edx	3.62	3HA12+1HA12=4.52
Etage courant	30*40	inter	Travée	66.13	G+Q+Edy	4.6	3HA14=4.62
			Appui	-91.87	G+Q+Edy	6.52	3HA14+2HA12=6.88
		rive	Travée	24.28	G+Q+Edx	1.64	3HA12=3.39
			Appui	-56.85	G+Q+Edx	3.94	3HA12+1HA12=4.52

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30*35	inter	Appui	-66.65	G+Q+Edy	5.46	3HA14+1HA12=5.75
		rive	Appui	-43.41	G+Q+Edx	3.47	3HA14=4.62
Etage courant	30*35	inter	Appui	-73.02	G+Q+Edy	6.02	3HA14+2HA12=6.88
		rive	Appui	-56.79	G+Q+Edy	4.6	3HA14=4.62

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

  ➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

-*Acier* : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  ➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	49.29	10.37	6.66	15	-	-	CV
			Appui	-57.12	11.50	7.48		-		
		rive	Travée	16.76	6.79	1.87	15	21.21	201.63	
			Appui	-23.30	7.92	3.44		89.35		
Etage courant	30*40	inter	Travée	44.36	9.24	6.22	15	-	-	CV
			Appui	-65.14	11.50	8.53		-		
		rive	Travée	16.67	6.79	1.86	15	21.10	201.63	
			Appui	-23.70	7.92	3.5		90.88		

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*35	inter	Appui	-26.62	11.5	4.44	15	-	-	CV
		rive	Appui	-10.12	9.24	1.15	15	14.54	201.63	
Etage courant	30*35	inter	Appui	-25.94	13.76	4.11	15	-	-	CV
		rive	Appui	-12.53	9.2	1.43	15	18.03	201.63	

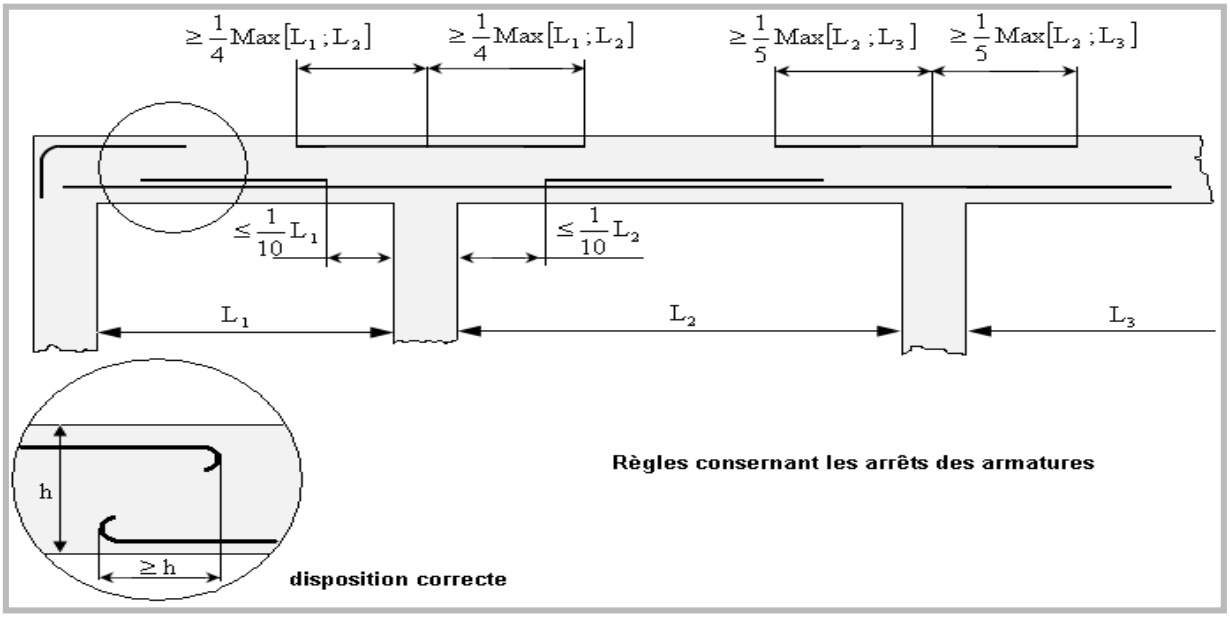


Fig. V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min}$ RPA et A Travée $\leq A_{max}$ RPA.
- A appui $\geq A_{min}$ RPA et A appui $\leq A_{max}$ RPA.

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	6.66	6	48	C.V
			Appui	7.48		72	C.V
		rive	Travée	1.87	6	48	C.V
			Appui	3.44		72	C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	6.22	6	48	C.V
			Appui	8.57		72	C.V
		rive	Travée	1.86	6	48	C.V
			Appui	3.5		72	C.V

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	6.66	1.2	C.V
			Appui	7.48		C.V
		rive	Travée	1.87		C.V
			Appui	3.44		C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	6.22	1.2	C.V
			Appui	8.57		C.V
		rive	Travée	1.86		C.V
			Appui	3.5		C.V

Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	11.5		63	C.V
		rive	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	9.24		63	C.V
Etage courant	30*35	inter	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	13.7		63	C.V
		rive	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	9.24		63	C.V

Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	9.24	1.05	C.V
			Appui	11.5		
		rive	Travée	9.24		C.V
			Appui	9.24		
Etage courant	30*35	inter	Travée	9.24	1.05	C.V
			Appui	13.7		
		rive	Travée	9.24		C.V
			Appui	9.24		

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'efforts tranchants :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*40	inter	Appui	-115.97	ELU	1.03	3.33	C.V
		rive	Appui	-48.46	ELU	0.43	2.5	C.V
Etage courant	30*40	inter	Appui	-117.64	ELU	1.05	3.33	C.V
		rive	Appui	-51.70	G+Q+Edx	0.46	3.26	C.V

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*35	inter	Appui	-59.33	G+Q+Edy	0.6	4.34	C.V
		rive	Appui	-36.36	G+Q+Edy	0.37	3.26	C.V
Etage courant	30*35	inter	Appui	-67.4	G+Q+Edy	0.69	4.34	C.V
		rive	Appui	-48.32	G+Q+Edy	0.49	3.26	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par $\emptyset t \leq \min [h/35 ; b/10]$ Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

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

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

- St = min [h/4 ; 12∅l] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*40	1.05	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	4HA8 =2.01

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*35	0.69	29.25	0.877	8.75	17.5	0.78	10	15	4HA8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

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

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

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*40	0.07	0.062	C.V	0.07	0.085	C.N.V	0.005	0.010	C.V

Commentaire :

Donc il faut calculer la flèche :

M_{ser} = 49.29KN.m

6.9mm ≤ $\bar{f}$ =10.35…….(C.V)

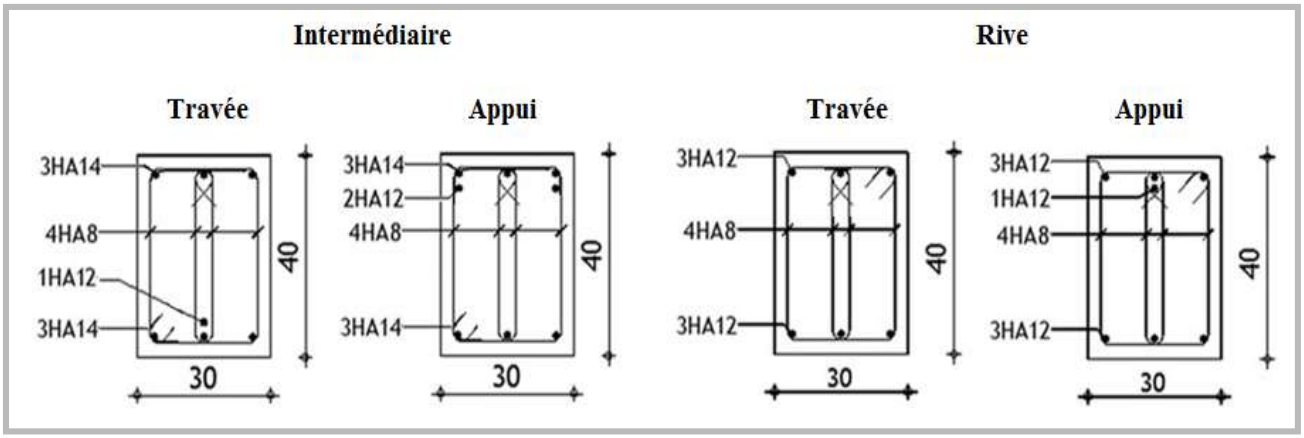


Fig. V.2 : Ferraillage des poutres principales (30*40) du niveau terrasse

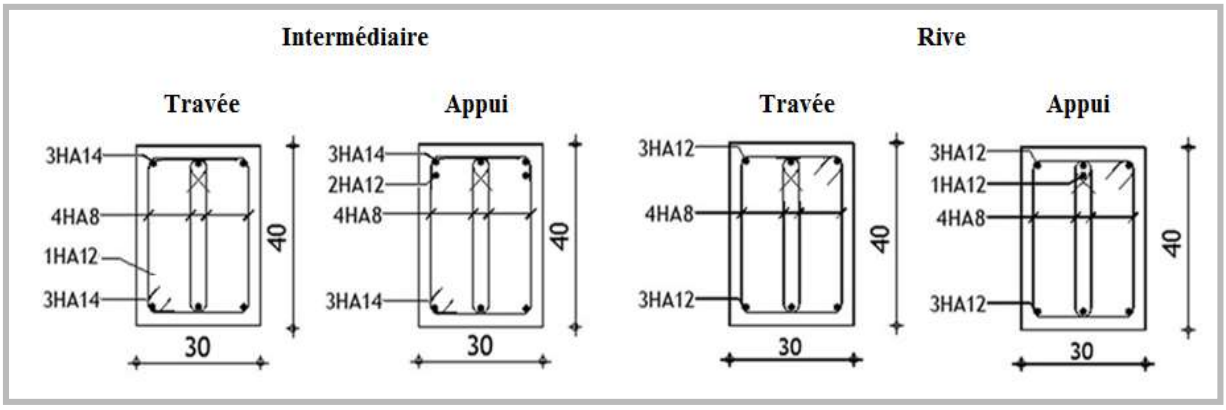


Fig. V.3 : Ferraillage des poutres principales (30*40) des étages

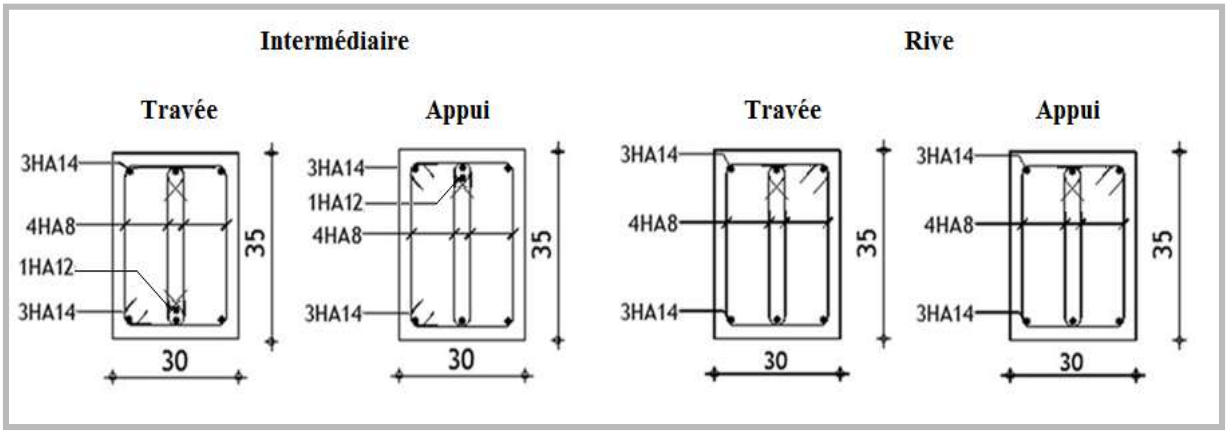


Fig. V.4 : Ferraillage des poutres secondaires (30*35) du niveau terrasse

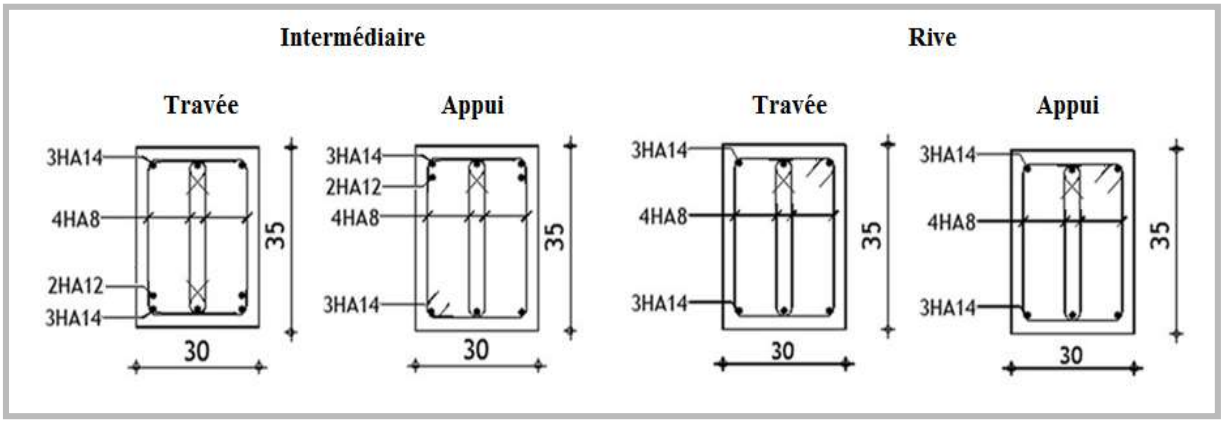


Fig. V.5 : Ferraillage des poutres secondaires (30*35) des étages

V.3. Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- 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 :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 V2003: ► [Art 7.4.2.1] ◄

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II_a
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone II.

V.3.3. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.
Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.
Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

V.3.4. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \frac{M}{N + e_a}$
- $e_2 = \frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a = \max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.
e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.
e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.
L_f: Longueur de flambement.
L : Longueur libre du poteau.
h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.
α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.
L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

- **Poteaux carrés (45*45cm) :**

Tableau V.15 : Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
+22.61 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	81.44	-9.65	-4.61	0.24	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	41.46	16.50	5.33	0.12		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	26.68	13.54	7.38	0.08		
+19.38 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	423.2	-38.42	-4.77	1.22	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	336.8	-70.26	-33.04	0.96		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	31.46	16.33	2.93	0.10		
+16.15 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	638.2	-38.45	-5.92	1.84	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	535.3	-72.32	-36.13	1.54		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	73.05	8.52	0.78	0.21		
+12.92 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	859	-37.16	-8.35	2.47	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	483.5	58.16	46.15	1.39		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	66.21	16.55	1.52	0.20		
+9.69 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1087.84	-36.21	-12.55	3.13	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	582.07	65.44	39.53	1.68		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	85.04	12.17	-1.96	0.24		
+6.46 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1324.60	-29.91	-7.44	3.81	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	762.33	60.66	2.78	2.19		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	107.08	10.21	-2.13	0.30		
+3.23 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1529.78	20	3.55	4.4	16.2	12HA14 =18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	904	62.64	14.96	2.59		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	491.86	31.38	6.07	1.41		

- **Poteaux circulaires (35cm) :**

Tableau V.16 : Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaires

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
+22.61 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	210.93	10.60	-3.68	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	146.22	-93.42	-2.78			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_x$	42.066	6.12	1.21			
+19.38 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	133.58	-9.16	-1.26	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edy	127.772	-14.95	-3.00			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	35.227	12.34	7.23			
+16.15 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	214.48	-8.78	1.09	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edy	184.42	-15.82	0.083			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	76.96	13.47	0.20			
+12.92 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	294.16	-7.89	1.45	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edy	181.71	15.33	0.067			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	117.26	13.26	0.31			
+9.69 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	373.16	-6.63	1.89	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edy	240.189	13.71	-0.77			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	156.80	11.92	-0.38			
+6.46 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	451.62	-4.92	3.96	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edy	299.168	10.13	-1.44			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	196.84	8.74	-0.79			
+3.23 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	524.81	-1.23	1.47	4.4	7.69	8HA14 =12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	362.406	2.95	-0.67			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	$0.8G+Ed_y$	239.41	1.6008	2.037			

V.3.6. Vérification à l'état limite service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

- **Poteaux carrés (45*45cm) :**

Tableau V.17 : Valeurs des contraintes des poteaux carrées à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	$б_b$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$б_s'$ (MPa)	Vérif
+22.61 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	154.70	-36.09	-2.64	18.47	3.10	36.10	36.30	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	107.14	-68.30	-2.04		5.30	110.7	57.50	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	41.39	-17.32	-8.19		2.0	32.86	22.40	
+19.38 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	309.26	-27.94	-3.37	18.47	2.8	3.10	37.00	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	234.22	-29.26	-0.73		2.6	9.8	32.60	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	103.73	-8.85	-4.20		1.1	2.7	14.00	
+16.15 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	465.89	-27.97	-4.22	18.47	3.40	0	46.00	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	360.99	-38.07	-1.22		3.50	7.10	45.20	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	165.06	-10.39	-4.87		1.40	0.20	18.70	
+12.92 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	626.55	-27.02	-5.99	18.47	4.20	0	56.60	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	501.94	36.12	1.18		3.90	0	51.80	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	226.24	-9.92	-4.47		1.60	0	21.80	
+9.69 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	793.13	-26.32	-8.76	18.47	4.90	0	67.70	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	614.68	-36.07	-1.47		4.30	0	58.70	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	286.66	-10.00	-4.19		1.90	0	25.30	
+6.46 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	965.51	-21.74	-5.35	18.47	5.20	0	73.40	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	741.41	-35.78	-1.66		4.80	0	66.20	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	346.27	-8.73	-3.52		2.00	0	27.80	
+3.23 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	1115.00	14.53	2.63	18.47	5.30	0	76.60	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	1107.85	-24.71	-2.73		5.80	0	82.20	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	887.71	-3.24	-2.40		3.80	0	56.30	

- **Poteaux circulaires (35cm) :**

Tableau V.18 : Valeurs des contraintes des poteaux circulaires à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	$б_b$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$б_s'$ (MPa)	Vérif
+22.61 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	59.79	-7.02	-3.33	12.32	2.4	31.82	35.27	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	53.11	7.74	0.90		2.4	38.15	35.63	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	53.11	7.74	0.90		2.4	38.15	35.63	
+19.38 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	97.86	-6.66	-0.91	12.32	2.2	5.57	32.10	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	97.86	-6.66	-0.91		2.2	5.57	32.10	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	91.18	6.56	-3.33		2.3	10.71	33.87	
+16.15 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	156.74	-6.38	0.799	12.32	2.6	0	38.82	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	150.062	6.58	-0.89		2.6	0	38.43	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	150.062	6.58	-0.89		2.6	0	38.43	
+12.92 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	214.73	-5.73	1.066	12.32	3.0	0	45.31	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	208.52	6.02	-0.85		3.0	0	45.08	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	208.52	6.02	-0.85		3.0	0	45.08	
+9.69 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	272.21	-4.82	1.38	12.32	3.3	0	51.28	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	265.53	5.20	-1.26		3.3	0	51.20	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	265.53	5.20	-1.26		3.3	0	51.20	
+6.46 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	322.60	4.08	-2.03	12.32	3.7	0	56.85	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	322.60	4.08	-2.03		3.7	0	56.85	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	329.28	-3.58	2.88		3.7	0	56.17	
+3.23 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	382.51	-0.89	1.07	12.32	3.6	0	57.21	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	375.77	2.05	-2.37		3.9	0	60.84	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	375.77	2.05	-2.37		3.9	0	60.84	

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa.

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **Justification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version2003) :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$P_d = 0{,}075$…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

$P_d = 0{,}040$…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau		Section (cm²)	$T_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (CBA)	Combinaison	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
Poteaux carrée	5ème étage	45*45	49.66	0.26	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V
	4ème étage	45*45	75.44	0.39	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	3ème étage	45*45	79.19	0.41	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	2ème étage	45*45	77.63	0.405	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	1èr étage	45*45	72.67	0.37	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	RDC	45*45	63.90	0.33	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	Sous-sol	45*45	60.70	0.30	17.4	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
Poteaux circulaire	5ème étage	35	11.09	0.090	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	4ème étage	35	10.44	0.091	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V
	3ème étage	35	11.14	0.097	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	C.V
	2ème étage	35	10.91	0.095	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V
	1èr étage	35	9.85	0.086	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V
	RDC	35	7.41	0.065	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V
	Sous-sol	35	2.93	0.025	25.8	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda < 5$.

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le ***RPA 99 Version 2003*** est donnée par :

$$A_t/(S_t * b) = \begin{cases} 0.3\% & si\ \ \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \ \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

Section	T_u (KN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	Choix
45*45	79.19	201.06	5.02	2.5	15	courante	15	4HA8
						nodale	10	
35	11.14	201.06	6.46	2.5	15	courante	15	1HA8
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t.b$) :

Tableau V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
45*45	courante	0.30	5.02	oui	-	-
	nodale	0.44		-	-	oui
35	courante	0.09	6.46	-	-	-
	nodale	0.09		-	-	-

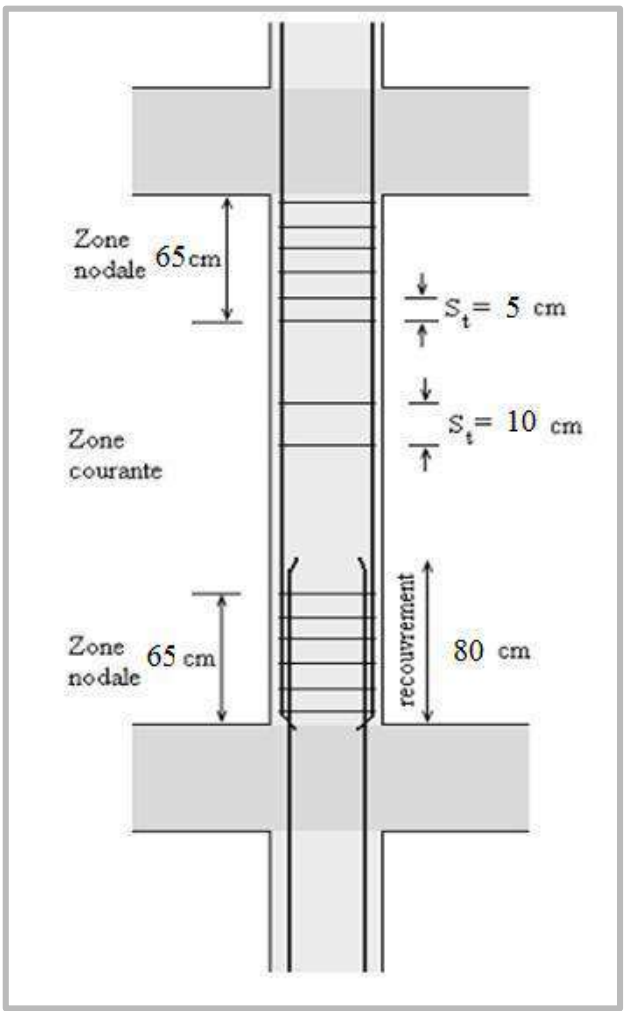


Fig. V.6 : Disposition des armatures dans les poteaux cas général

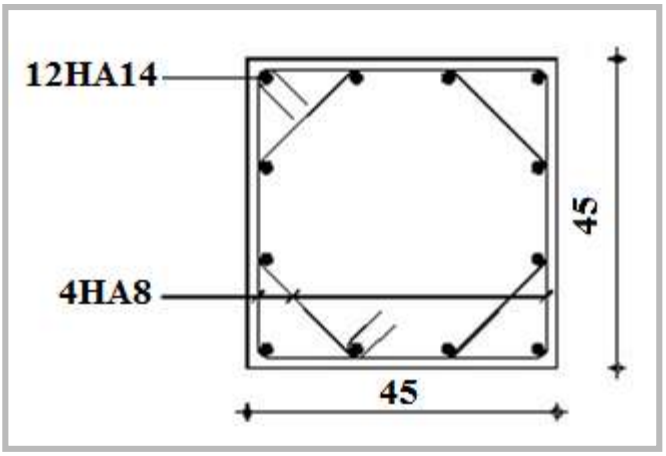


Fig. V.7 : Ferraillage des poteaux carrés (45×45)

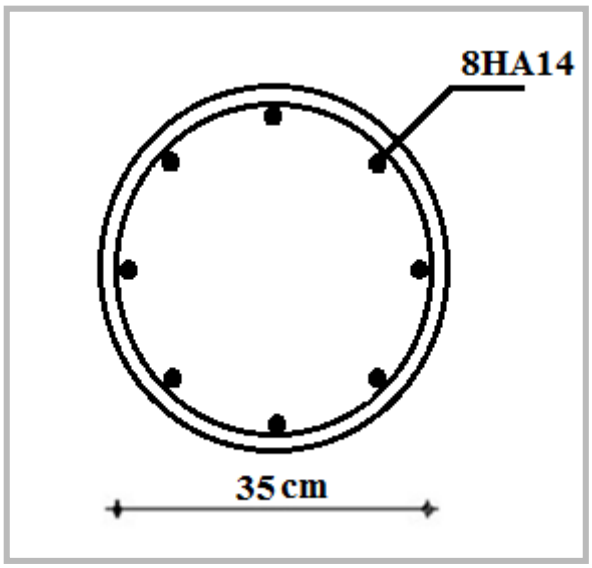


Fig. V.8 : Ferraillage des poteaux circulaires (35)

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

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

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

a- Armatures verticaux :

- Selon le CBA 93 :

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement .
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- $Av = 0.2\% B_t$ → dans la section tendue du voile.
- $Av = 0.15\% B_t$ → dans la section globale du voile.
- $Av = 0.10\% B_t$ → dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.

- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

b-Armatures horizontaux :

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 maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ MPa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- Sh ≤ min [1.5a ; 30cm]

c-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.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(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.

$$S_v = \begin{cases} S_v \leq \min [1.8a ; 30cm] \\ S_v \text{ (zone courante)} \end{cases}$$

$\frac{S_v}{2}$ (zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

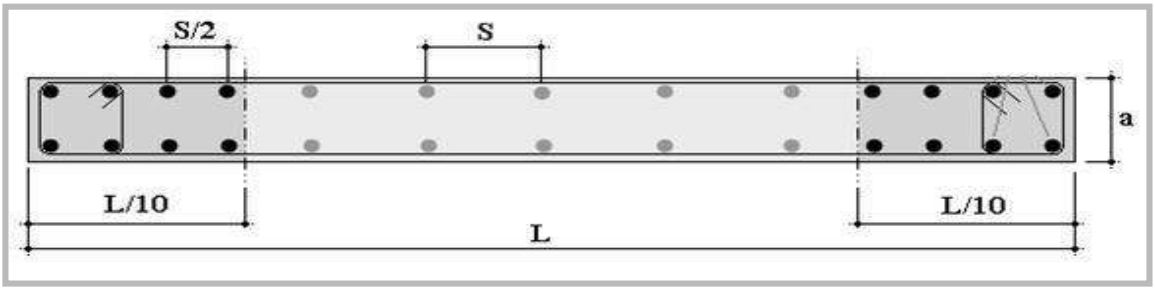


Fig. V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.5. Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1. Armatures verticaux :

a- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.22 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Calcul des armatures verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S.sol	V_1	15×4.35	898.87	1050.88	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	773.34	627.38	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	1296	64.67	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
RDC	V_1	15×4.35	972.65	3121.95	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	873.88	2433.35	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	1123.7	2041.34	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
1ère étage	V_1	15×4.35	818.08	2243.55	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	732.24	1781.80	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	944.57	1577.96	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
2ème étage	V_1	15×4.35	658.09	1450.80	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	586.78	1145.55	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	760.36	965.39	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
3ème étage	V_1	15×4.35	493.77	850.69	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	438.73	663.18	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	572.81	536.63	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
4ème étage	V_1	15×4.35	327.13	427.13	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	288.98	315.78	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	383.22	275.12	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)
5ème étage	V_1	15×4.35	158.59	233.08	ACC	18	15	2× (29HA12 =32.80)
	V_2	15×3.8	140.63	240.59	ACC	15.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_3	15×2.8	193.76	292.88	ACC	11.8	15	2× (19HA12 =21.49)

b- Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :
Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

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

Tableau V.24 : Vérification des armatures à ELS des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	σ_s'(Mpa)	$\overline{\sigma_s}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.sol	V_1	15×4.35	730.35	38.89	32.08	1.03	0	15.48	15	C.V
	V_2	15×3.8	634.78	11.46	29.41	0.99	0	14.74	15	
	V_3	15×2.8	1262.93	19.57	21.49	2.68	0	40.12	15	
RDC	V_1	15×4.35	902.29	145.51	32.08	1.42	0	21.26	15	C.V
	V_2	15×3.8	818.99	-159.20	29.41	1.55	0	23.16	15	
	V_3	15×2.8	1042.64	-1.64	21.49	2.16	0	32.37	15	
1ère étage	V_1	15×4.35	755.38	123.81	32.08	1.19	0	17.84	15	C.V
	V_2	15×3.8	685.98	-99.31	29.41	1.23	0	18.44	15	
	V_3	15×2.8	917.60	5.25	21.49	1.91	0	28.68	15	
2ème étage	V_1	15×4.35	605.85	96.81	32.08	0.95	0	14.26	15	C.V
	V_2	15×3.8	550.47	-57.46	29.41	0.95	0	14.17	15	
	V_3	15×2.8	738.82	7 .22	21.49	1.55	0	23.25	15	
3ème étage	V_1	15×4.35	454.34	70.78	32.08	0.71	0	10.65	15	C.V
	V_2	15×3.8	412.91	-25.25	29.41	0.68	0	10.12	15	
	V_3	15×2.8	557.05	10.77	21.49	1.19	0	17.81	15	
4ème étage	V_1	15×4.35	301.26	41.22	32.08	0.33	0	4.93	15	C.V
	V_2	15×3.8	273.85	-4.99	29.41	0.44	0	6.53	15	
	V_3	15×2.8	373.22	10.63	21.49	0.89	0	12.11	15	
5ème étage	V_1	15×4.35	147	8.75	32.08	0.21	0	3.14	15	C.V
	V_2	15×3.8	133.48	28.84	29.41	0.26	0	3.86	15	
	V_3	15×2.8	188.37	15.91	21.49	0.45	0	6.66	15	

V.4.5.2. Armatures horizontaux :

Tableau V.25 : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S.sol	V_3	15	288	621.15	2.3	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
RDC	V_3	15	288	560.31	1.48	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
1ère étage	V_3	15	288	566.34	1.49	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
2ème étage	V_3	15	288	419.66	1.10	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
3ème étage	V_3	15	288	288.55	0.76	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
4ème étage	V_3	15	288	164.94	0.43	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
5ème étage	V_3	15	288	95.76	0.25	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)

V.4.5.3. Armatures transversales :

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

Tableau V.26 : Diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	EpinglesΦt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

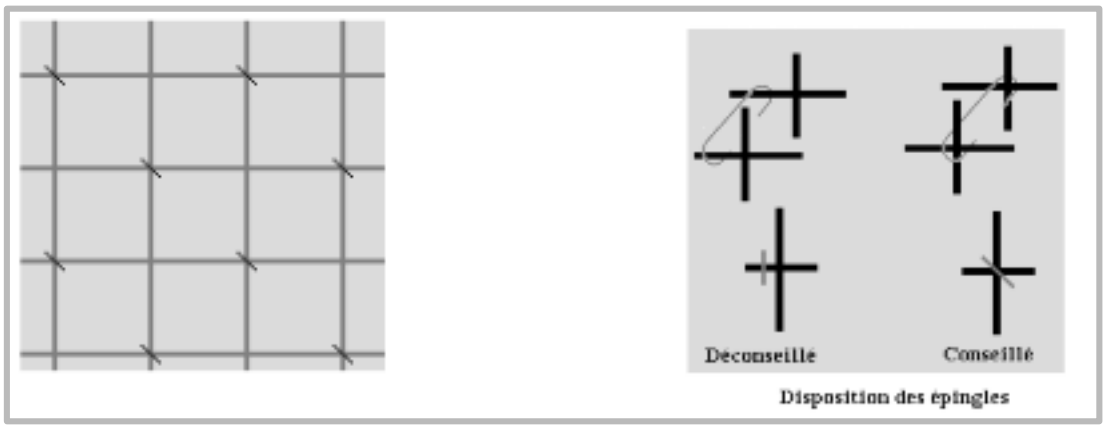


Fig. V.10 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=40\phi=48$ cm ~ 50 cm.

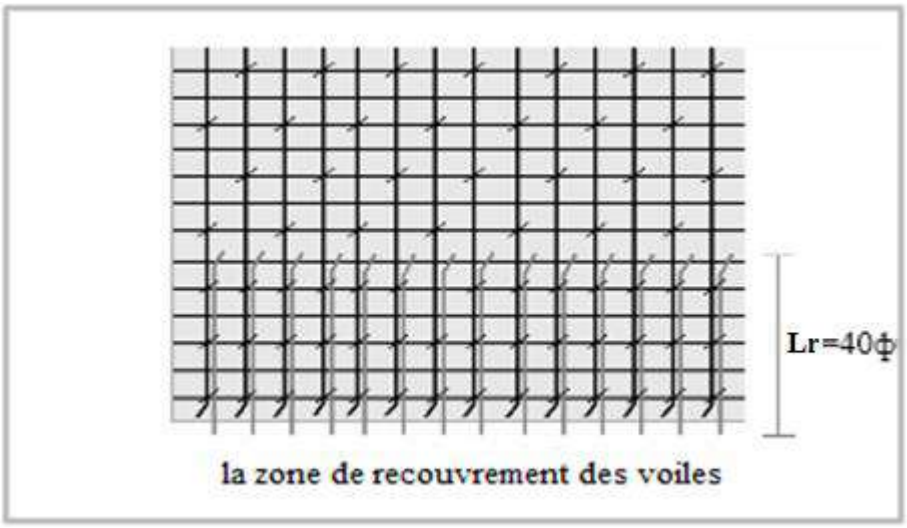


Fig. V.11 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.6. Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1. Les trumeaux :

a) Les armateurs verticaux :

1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau V.27 : Calcul des armatures verticaux des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15×1.85	884.88	370.10	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)
1ère étage	V_4	15×1.85	624.85	327.49	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)
2ème étage	V_4	15×1.85	405.13	242.30	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)
3ème étage	V_4	15×1.85	255.34	163.20	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)
4ème étage	V_4	15×1.85	179.18	86.28	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)
5ème étage	V_4	15×1.85	82.52	38.86	ACC	8.00	15	2× (12HA12 =13.57)

2. Vérification des armatures à l'ELS :

Tableau V.28 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_4	15×3.0	382.05	27.41	13.57	1.52	15	22.76	201.63	C.V
1ère étage	V_4	15×3.0	322.79	25 .62	13.57	1.31	15	19.52	201.63	C.V
2ème étage	V_4	15×3.0	285.29	21.57	13.57	1.15	15	17.15	201.63	C.V
3ème étage	V_4	15×3.0	192.79	17.69	13.57	0.81	15	12.01	201.63	C.V
4ème étage	V_4	15×3.0	126.16	13.18	13.57	0.54	15	8.08	201.63	C.V
5ème étage	V_4	15×3.0	53.44	14.00	13.57	0.31	15	4.58	201.63	C.V

b) Les armateurs horizontaux :

Tableau V.29 : Calcul des armatures horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15	288	289.41	1.15	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
1ère étage	V_4	15	288	266.57	1.06	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
2ème étage	V_4	15	288	203.24	0.81	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
3ème étage	V_4	15	288	142.30	0.56	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
4ème étage	V_4	15	288	77.65	0.31	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)
5ème étage	V_4	15	288	30.72	0.12	5	C.V	15	2× (19HA10 =14.92)

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄:

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :
$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

V.4.6.3. Calcul de ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄ :

- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.
h : hauteur totale du linteau.
d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \begin{cases} \lambda>1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda< 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a- linteau long $\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t \, fe\frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b- linteau court $\lambda< 1$:

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci} , M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l \, .f_e \, .Z$ avec : $Z = h - 2\,d'$

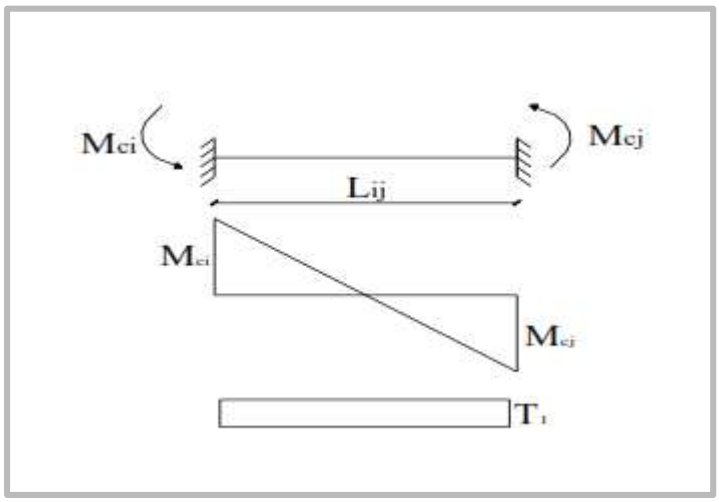


Fig. V.12 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec:} \qquad tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

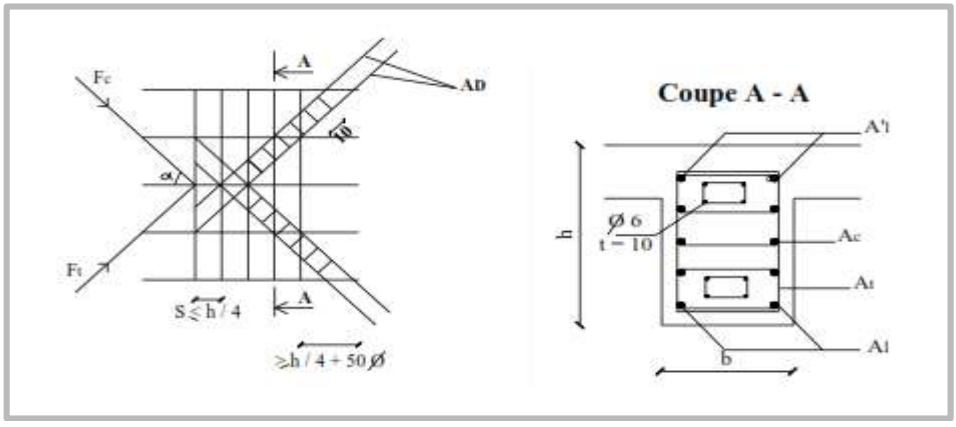


Fig. V.13 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄:**

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s \text{ si} & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_4	15	1.83	1.20	589.59	3.39	45	Traction/compression
$1^{ère}$ étage	V_4	15	1.83	1.20	491.32	2.87	36.82	Traction/compression
$2^{ème}$ étage	V_4	15	1.83	1.20	343.84	1.95	25.70	Traction/compression
$3^{ème}$ étage	V_4	15	1.83	1.20	204.37	1.16	15.16	Traction/compression
$4^{ème}$ étage	V_4	15	1.83	1.20	69.77	0.40	4.92	Flexion simple
$5^{ème}$ étage	V_4	15	0.83	1.20	64.69	0.81	4.12	Flexion simple

Tableau V.31 : Calcul des armatures longitudinaux et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm^2)				S_t (cm)	A choisie (cm^2)			
	A_d	A_l	A_t	A_P		A_d	A_l	A_t	A_P
RDC -$1^{ère}$	8.59	4.12	0.56	5.49	15	2×(4HA12) =9.04	2×(2HA12) =4.52	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
$1^{ère}$ - $2^{ème}$	7.34	4.12	0.56	5.49	15	2×(4HA12) =9.04	2×(2HA12) =4.52	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	5.14	4.12	0.56	5.49	15	2×(4HA12) =9.04	2×(2HA12) =4.52	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	3.05	4.12	0.56	5.49	15	2×(4HA12) =9.04	2×(2HA12) =4.52	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	1.31	4.12	0.56	5.49	15	2×(4HA12) =9.04	2×(2HA12) =4.52	2×(7HA10) =11.00	2×(8HA12) =18.10
$5^{ème}$	-	0.19	1.58	-	15	-	2×(2HA10) =3.14	2×(7HA10) =11.00	-

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.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (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 a 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, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.