

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : génie civil
Option : Structures



Mémoire de Fin de Cycle
En vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Thème

**Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+6
+02 Entre sol) à Usage d'Habitation**

Présenté par :

- M^r LAIB Fares
- M^r BOUGUERRA Sami

Encadré par :

- M^{me} SEGHIR

MEMBRE DU JURY :

- M^r Bouzidi
- M^{me} Meziani

Année universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Nous remercions avant tous Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la

Patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons tous nos profondes reconnaissances et nos remerciements à notre

Promotrice M^{me} SEGHIR, pour avoir accepté de nous guider dans se travail.

Nous remerciant également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner

Notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, et leur encouragement, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

SAMI ET FARES

Remerciements

Nous remercions avant tous Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la

Patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons tous nos profondes reconnaissances et nos remerciements à notre

Promotrice M^{me} SEGHIR, pour avoir accepté de nous guider dans se travail.

Nous remerciant également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner

Notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, et leur encouragement, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

SAMI ET FARES

Dédicace

Je dédie ce travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus

Pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma

Soutenu durant tout ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie

Afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma chère femme.

A ma chère sœur.

A mes chers frères.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et sur tout KHALIL, DODO et FOUAD.

A tous qui sont dans mes pensées et que je n'ai pas cité.

A tous ceux que j'aime et m'aime.

Enfin, je remercie mon binôme Sami qui a contribué à la

Réalisation de ce travail, et à toute la promotion génie civil

2019 /2020.

FARES

Dédicace

Je dédie ce travail

Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus

Pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma

Soutenu durant tout ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie

Afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma chère grand-mère.

A ma chère sœur AHLAM.

A mes chers frères ISSAM et MOUHCEN.

A mon cher cousin BRAHIM.

A toute ma famille sans exception.

*A tous mes amis et sur tout TAREK, YASSINE, HOUSSAM, ISSAM,
NOUR-ALISLAM*

Et NOUR-ELDDIN.

Enfin, je remercie man binôme FARES qui a contribué à la

*Réalisation de ce travail, et a toute la promotion génie civil
2019 /2020.*

SAMI

Table des matières

| | |
|---|----|
| Introduction générale..... | 1 |
| CHAPITRE I | |
| Introduction | 2 |
| I.1. Présentation du projet..... | 2 |
| I.1.1. Implantation de l'ouvrage | 2 |
| I.1.2. Caractéristiques géométriques | 2 |
| I.1.3. Caractéristique géométriques de site..... | 2 |
| I.1.4. Caractéristiques structurales..... | 3 |
| I.2. Règlements et normes utilisés..... | 4 |
| I.3. Les états limitent | 4 |
| I.4. Les actions..... | 4 |
| I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions : | 4 |
| I.4.2. Valeurs de calcul des actions | 5 |
| I.5. Les matériaux de constructions..... | 6 |
| I.5.1. Béton | 6 |
| I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton..... | 7 |
| I.5.1.3. Coefficient de poisson..... | 7 |
| I.5.1.4. Modèle de calcul à l'ELS..... | 7 |
| I.5.1.5. Modèle de calcul à l'ELU | 7 |
| I.5.2. L'acier | 7 |
| I.5.2.1. Contraintes limites | 8 |
| I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale..... | 8 |
| CHAPITRE II | |
| II.1. Introduction..... | 10 |
| II.2 Pré dimensionnement des éléments | 10 |
| II.2.1 Les planchers : | 10 |
| II.2.2 Les poutrelles : | 10 |
| II.2.3. Plancher à dalle pleine | 12 |
| II.2.3.1. Types de dalles pleines : | 12 |
| II.2.4. Les poutres : | 12 |
| II.2.5. Les poteaux..... | 13 |
| II.2.6. Les voiles : | 13 |
| II.2.7. Les escaliers | 14 |
| II.2.8. L'acrotère : | 16 |
| II.3 Evaluation des charges et des surcharges | 16 |
| II.3.1 Planchers à corps creux..... | 16 |
| II.3.2 Plancher à dalle pleine : | 17 |
| II.3.3 Les murs extérieur et intérieurs | 17 |
| II.3.4 Les escaliers..... | 18 |
| II.4 Descente de charge | 19 |
| II.4.1 Loi de dégression des charges..... | 19 |
| II.4.2 Vérifications des conditions RPA99/2003 | 23 |
| II.4.3 Conclusion : | 26 |
| II.5 Etude des éléments secondaires..... | 27 |
| II.5.1 Etudes des poutrelles : | 27 |

Table des matières

| | |
|---|----|
| II.5.1.1 Méthode de calcul des poutrelles | 27 |
| II.5.1.2 Les différents types des poutrelles des poutrelles..... | 29 |
| II.5.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations..... | 29 |
| II.5.1.4. Les différentes charges sur les poutrelles | 29 |
| II.5.1.5. Calcul des sollicitations..... | 30 |
| II.5.1.6. Résumé du ferrailage des différents planchers..... | 35 |
| II.5.1.7. Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS) | 35 |
| II.5.2. Dalle pleine | 39 |
| II.5.2.1. Calcul des sollicitations..... | 39 |
| II.5.2.2. Ferrailage : | 40 |
| II.5.2.3 Schéma de ferrailage | 43 |
| II.5.3. Etude des escaliers | 44 |
| II.5.3.1. Evaluation de charges permanentes pour la volée 1 et 3 | 44 |
| II.5.3.2. Ferrailage des escaliers..... | 46 |
| II.5.3.3. La volée 2..... | 47 |
| II.5.3.4. Ferrailage | 48 |
| II.5.3.5. Vérification à l'ELU | 48 |
| II.5.3.6. Schémas de ferrailage de volée 2 (consol) | 49 |
| II.5.3.7. Schémas de ferrailage de volée 1 et 3..... | 49 |
| II.5.4. Etude de la poutre brisée | 49 |
| II.5.4.1. Calcul de à la flexion simple | 49 |
| II.5.4.3. Calcul à la torsion | 50 |
| II.5.4.4. Ferrailage de la poutre brisée | 51 |
| II.5.4.5. Vérification à l'ELS | 51 |
| II.5.4.6. Schéma de ferrailage | 52 |
| II.5.5.1. Hypothèse de calcul | 52 |
| II.5.5.2. Evaluation des charges | 53 |
| II.5.5.3. Calcul des sollicitations..... | 53 |
| II.5.5.4. Ferrailage de l'acrotère | 55 |
| II.5.5.6. Schémas de ferrailage | 55 |
| II.5.6. Etude de la poutre de chaînage..... | 57 |
| II.5.6.1. Dimensionnement | 57 |
| II.5.6.2. Calcul des sollicitations..... | 57 |
| II.5.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage | 58 |
| II.5.6.4. Vérifications à l'ELU..... | 58 |
| II.5.6.5. Vérifications à l'ELS..... | 58 |
| II.5.6.6. Schémas de ferrailage | 59 |
| II.5.7. Etude de L'ascenseur..... | 59 |
| II.5.7.1. Les caractéristiques | 60 |
| II.5.7.2. Dalle de salle machine (locale) | 60 |
| II.5.7.3. Ferrailage | 62 |
| II.5.7.4. Calcul à l'ELS | 63 |
| II.5.7.5. Schémas de ferrailage | 64 |
| II.5.7.6. Dalle au-dessous de l'ascenseur..... | 64 |
| II.5.7.7. Ferrailage..... | 65 |

Table des matières

| | |
|---|----|
| II.5.7.8. Calcul à l'ELS | 65 |
| II.5.7.8. Schémas de ferrailage | 66 |
| | |
| Chapitre III | |
| III.1 Introduction : | 67 |
| III.2 Méthodes utilisables | 67 |
| III.2.1 Méthode statique équivalente | 67 |
| III.2.2 Méthode dynamique | 67 |
| III.2.2 Méthode spectrale | 67 |
| III.3 Calcul de la force sismique V statique | 67 |
| III.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) : | 70 |
| III .5. Modélisation et résultats..... | 70 |
| III .5.1 Disposition des voiles de contreventement | 71 |
| III .5.2. Mode de vibration et participation massique | 72 |
| III .5.2. Les modes de vibration..... | 72 |
| III.6. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 | 74 |
| III.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques | 74 |
| III .6.2. Vérification de l'effort normal réduit | 75 |
| III .6.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base..... | 76 |
| III .6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) | 77 |
| III .7. Conclusion..... | 78 |
| | |
| Chapitre IV | |
| IV.1. Introduction : | 79 |
| IV.2. Etude des poutres | 79 |
| IV.2.1. Recommandation du RPA99 : | 79 |
| IV.2.2. Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1) | 79 |
| IV.2.4. Sollicitation et ferrailage des poutres | 80 |
| IV.2.5. Vérifications nécessaires | 81 |
| IV.2.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales | 81 |
| IV.2.6. Vérifications à l'ELU..... | 81 |
| IV.2.6.1. Condition de non fragilité | 81 |
| IV.2.6.2. Vérification des contraintes tangentielles | 82 |
| IV.2.6.3. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement | 82 |
| IV.2.7. Vérification à l'ELS..... | 82 |
| IV.2.7.1. Etat limite de compression du béton..... | 82 |
| IV.2.7.2. Vérification de l'état limite de déformation | 83 |
| IV.2.8. Schémas de ferrailage des poutres | 83 |
| IV. 3. Etude des poteaux..... | 85 |
| IV.3.1. Recommandations | 85 |
| IV.3.1.1. Armatures longitudinales..... | 85 |
| IV.3.1.2. Armatures transversales | 86 |
| IV. 3.2. Sollicitation de calcul :..... | 87 |
| IV.3.3. Calcul du ferrailage :..... | 87 |
| IV.3.1.1. Ferrailage longitudinal..... | 87 |

Table des matières

| | |
|--|-----|
| IV.3.3.2. Ferrailage transversales | 88 |
| IV.3.4. Vérifications nécessaires | 88 |
| IV.3.4.1. Vérification au flambement | 88 |
| IV.3.4.2. Vérification des contraintes | 88 |
| IV.3.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement..... | 89 |
| IV.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux..... | 90 |
| IV.3.6. Vérification de la zone nodale..... | 91 |
| IV.3.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres | 91 |
| IV.3.7.1 Moments résistants dans les poutres | 91 |
| IV.3.7.2 Moments résistants dans les poteaux | 92 |
| IV.4. Étude des voiles : | 92 |
| IV.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003..... | 93 |
| IV.4.1.1. Armatures verticales | 93 |
| IV.4.1.2. Armatures horizontal | 93 |
| IV.4.1.3. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] | 93 |
| IV.4.1.4. Exemple de calcul : | 94 |
| IV.4.1.5. Ferrailages de voile Vx1 : | 94 |
| IV.4.1.6. Schéma de ferrailage..... | 100 |
| IV.5. Conclusion | 100 |

CHAPITRE V

| | |
|---|-----|
| V.1. Introduction | 101 |
| V. 1.2. Combinaisons de calcul | 101 |
| V.1.3. Reconnaissance du sol | 101 |
| V.2. Choix du type de fondation..... | 101 |
| V.2.1. Vérification de la semelle isolée | 101 |
| V.2.2. Vérification de la semelle filante..... | 102 |
| V.3. Calcul du chargement sur la semelle | 103 |
| V.3.1. Ferrailage de la semelle (BAEL91) | 104 |
| V.4. Calcul de la poutre de rigidité | 104 |
| V.4.1. Dimensionnement..... | 104 |
| V.4.2. Calcul du chargement sur la poutre | 104 |
| V.4.3. Calcul des sollicitations | 104 |
| V.5. Schéma de ferrailage..... | 107 |
| V.6. Etude du voile Périphérique..... | 107 |
| V.6.1. Dimensionnement des voiles | 107 |
| V.6.2. Caractéristiques du sol | 107 |
| V.6.4. Ferrailage du voile | 108 |
| V.6.5. Vérifications à l'ELU..... | 109 |
| V.6.6. Vérification A L'ELS..... | 109 |
| V.6.7. Vérification des contraintes | 110 |
| V.6.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique | 111 |
| V.7. Conclusion | 111 |
| Conclusion générale | 112 |

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines. | 12 |
| Tableau II.2. Dimensionnement de l'escalier..... | 15 |
| Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux | 16 |
| Tableau II.4.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux..... | 17 |
| Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher courant..... | 17 |
| Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs | 18 |
| Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux volées | 18 |
| Tableau II.9. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier..... | 18 |
| Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau (B.6) | 22 |
| Tableau II.11. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux | 24 |
| Tableau II.12. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux..... | 25 |
| Tableau II.13. Dimensions des poteaux | 26 |
| Tableau II.14. Types de poutrelles | 29 |
| Tableau II.15. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles | 30 |
| Tableau II.17. Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation..... | 32 |
| Tableau II.18. Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible | 32 |
| Tableau II.19. Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce | 33 |
| Tableau II.20. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux..... | 35 |
| Tableau II.21. Vérifications nécessaires à l'ELU..... | 36 |
| Tableau II.22. Vérification des contraintes à l'ELS | 36 |
| Tableau II.23. Vérifications de la flèche à l'ELS | 37 |
| Tableau II.24. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux | 38 |
| Tableau II.26. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis | 40 |
| Tableau II.27. Ferrailage des panneaux D4, D5 et D7 a L'ELU | 43 |
| Tableau II.28. Ferrailage de volées 1 et 3 | 47 |
| Tableau II.29. Vérification des contraintes à l'ELS | 47 |
| Tableau II.30. Ferrailage de la volée 2..... | 48 |
| Tableau II.32. Vérification des contraintes à l'ELS | 49 |
| Tableau II.33. Récapitulatif de sollicitations..... | 50 |
| Tableau II.34. Résultat des Ferrailage à la flexion simple | 50 |
| Tableau II.35. Vérification des contraintes à l'ELS | 52 |
| Tableau II.36. Combinaisons d'action de l'acrotère..... | 54 |
| Tableau II.37. Moments et ferrailages correspondant | 58 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau II.38. Vérification des contraintes | 59 |
| Tableau II.39. Ferrailage de la dalle D'ascenseur | 62 |
| Tableau II.40. Vérifications des contraintes à l'ELS..... | 64 |
| Tableau II.41. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur..... | 65 |
| Tableau II.42. Vérification des contraintes | 66 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Tableau III .1. Valeurs des pénalités | 69 |
| Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure | 72 |
| Tableau III.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales | 74 |
| Tableau III .4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales | 75 |
| Tableau III .5. Vérification de l'effort normal réduit | 76 |
| Tableau III.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base | 76 |
| Tableau III.7. Vérifications des déplacements de niveaux | 77 |
| Tableau III.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ | 78 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Tableau IV.2. Vérification des contraintes tangentielles..... | 82 |
| Tableau IV.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement | 82 |
| Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression du béton..... | 82 |
| Tableau IV.5. Schémas de ferrailage des différentes poutres | 83 |
| Tableau IV.6. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux..... | 86 |
| Tableau IV.7. Sollicitations dans les différents poteaux | 87 |
| Tableau IV.8. Ferrailage longitudinal des poteaux | 87 |
| Tableaux IV.9. Ferrailage transversales des poteaux | 88 |
| Tableau IV.10. Vérification au flambement des différents poteaux..... | 88 |
| Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton..... | 89 |
| Tableau IV.12.Vérification des contraintes de cisaillement..... | 89 |
| Tableau IV.13. Schémas de ferrailage des différents poteaux | 90 |
| Tableau IV.14. Moments résistants dans les poutres principales | 91 |
| Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux..... | 92 |
| Tableau IV.16.Vérification de la zone nodale..... | 92 |
| Tableau IV.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} | 94 |
| Tableau IV.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux..... | 96 |
| Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux | 97 |
| Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux..... | 98 |
| Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux..... | 99 |

Liste des tableaux

Chapitre V

| | |
|---|-----|
| Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité | 105 |
| Tableau V.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier | 106 |
| Tableau V.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier | 106 |
| Tableau V.4. Ferrailage des voiles périphérique | 109 |
| Tableau V.5. Vérifications des contraintes à l'ELS | 110 |
| Tableau V.6. Ferrailage du voile périphérique à l'ELS..... | 110 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

| | |
|---|---|
| Figure. I.1 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU | 7 |
| Figure I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers..... | 9 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux | 10 |
| Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles | 11 |
| Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles | 11 |
| Figure II.4. Coupe transversale d'un voile | 14 |
| Fig. II.5. Composante d'un escalier..... | 14 |
| Figure II.6. Vus en plan d'escalier | 15 |
| Fig. II.7. Vue en plan d'un acrotère..... | 16 |
| Fig. II. 8. Surface afférente d'ES 02..... | 20 |
| Fig. II.9. Surface afférente d'ES 01 au 5ème étage..... | 20 |
| Fig. II.10. Surface afférente de 6ème étage..... | 20 |
| Fig. II.11. Surface afférente de la T.IN | 20 |
| Figure II.12. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées..... | 31 |
| Figure II.13. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées..... | 32 |
| Figure II.14. Ferrailage de la dalle de compression | 38 |
| Figure. II.15. Schéma de ferrailage de la dalle D3..... | 43 |
| Figure II.16. Schéma de ferrailage de la dalle D5 | 43 |
| Figure. II.17. Schéma de ferrailage de la dalle D4..... | 44 |
| Figure. II.18. Schéma de ferrailage de l'escalier de consol..... | 49 |
| Figure. II.19. Schéma de ferrailage volée 1 et 3..... | 49 |
| Figure II.20. Schéma de ferrailage de la poutre brisée..... | 52 |
| Figure II.21. Coupe transversale de l'acrotère | 53 |
| Figure II.22. Section de l'acrotère à ferrailer | 55 |
| Figure II.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère | 57 |
| Figure II.24. Schéma statique de la poutre de chainage | 57 |
| Figure II.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage | 59 |
| Figure II.26. Schéma statique et concept d'ascenseur..... | 60 |
| Figure II.27. Coupe transversale d'ascenseur..... | 60 |
| Figure II.28. Schéma représentant la surface d'impact | 61 |
| Figure II.17. Schéma ferrailage du local machine..... | 64 |
| Figure II.29. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur..... | 66 |

Chapitre III

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|----|
| Figure III.1. Spectre de réponse XX et YY | 70 |
| Figure III.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16 | 71 |
| Figure III.3. Disposition des voiles | 71 |
| Figure III.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)..... | 73 |
| Figure III.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)..... | 73 |
| Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) | 74 |

Chapitre IV

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1. Zone nodale | 86 |
| Figure IV.2. Répartition des moments dans les zones nodales | 91 |
| Figure IV.3. Schéma ferrailage du voile V_{Y1} | 100 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Figure V.1. Schéma de la semelle isolée..... | 102 |
| Figure V.2. Schéma de la semelle filante | 102 |
| Figure V.3. Schéma statique de la poutre..... | 105 |
| Figure V.4. Schémas de ferrailages des semelles filantes et les poutres de rigidités | 107 |
| Figure V.5. Poussée des terres sur les voiles périphériques | 107 |
| Figure V.6. Répartition des contraintes sur les voiles | 108 |
| Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique..... | 111 |

Notations et symboles

1. Majuscules Romaines

| | |
|--------------------------|--|
| A (ou A_s ou A_l) | : Aire d'une section d'acier (longitudinal) |
| A_t | : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales |
| B | : Aire d'une section de béton |
| E_s | : Module de Young de l'acier |
| E_{ij} | : Module de Young instantané à l'âge de j jours |
| E_{vj} | : Module de Young diffère à l'âge de j jours |
| F | : Force ou action en général |
| I_1 | : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS) |
| M_{ser} | : Moment fléchissant de calcul de service |
| M_u | : Moment fléchissant de calcul ultime |
| N_{ser} | : Effort normal de calcul de service |
| N_u | : Effort normal de calcul ultime |
| P | : Action permanente |
| Q | : Action d'exploitation |
| V_u | : Effort tranchant de calcul ultime |
| a | : Largeur d'un poteau ou d'un voile |
| b | : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau |
| b_0 | : Largeur de l'âme d'une poutre |
| d (et d_0) | : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton |
| e | : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle |
| f_e | : Limite d'élasticité de l'acier |
| f_{cj} | : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours |
| f_{tj} | : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours |
| g | : Charge permanente unitaire |
| h | : Hauteur d'une poutre, d'une fondation |
| h_0 | : Hauteur du talon d'une poutre |
| h_1 | : Hauteur du hourdis d'une poutre |
| j | : Nombre de jours de maturité du béton |
| L | : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau |
| L_f | : Longueur de flambement. |
| n | : Coefficient d'équivalence acier-béton. |
| q | : Charge permanente unitaire. |

Notations et symboles

| | |
|--------------------|---|
| S_t | : Espacement des armatures transversales. |
| y_1 | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS. |
| y_u | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU. |
| z (ou z_b) | : Bras de levier du couple de flexion. |
| α_u | : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU. |
| γ_s | : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>). |
| γ_b | : Coefficient partiel de sécurité sur le béton. |
| ϵ_{bcmax} | : Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>). |
| ϵ_{st} | : Déformations des armatures tendues. |
| ϵ_{sc} | : Déformations des armatures comprimées. |
| η | : Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>). |
| λ | : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>). |
| μ_{ser} | : Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>). |
| μ_u | : Moment ultime réduit à l'ELU. |
| ν | : Coefficient de poisson (<i>nu</i>). |
| ρ | : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>). |
| σ | : Contrainte normale (<i>sigma</i>). |
| σ_{bc} | : Contrainte maximale du béton comprimé. |
| σ_{st} | : Contrainte dans les aciers tendus. |
| σ_{sc} | : Contrainte dans les aciers comprimés. |
| τ | : Contrainte tangente (<i>tau</i>). |
| τ_u | : Contrainte tangente conventionnelle. |
| τ_s | : Contrainte d'adhérence. |
| τ_{se} | : Contrainte d'adhérence d'entraînement. |
| φ | : Coefficient de fluage (<i>phi</i>). |
| Φ_l | : Diamètre d'une armature longitudinale. |
| Φ_t | : Diamètre d'une armature transversale. |
| ψ_s | : Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>). |

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de reprendre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les couts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de ce dernier. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portique, de voile ou des deux en même temps.

Le présent travail est une étude d'une structure à usage multiple (commercial et habitation) constitué d'un RDC qui contient des locaux pour commerce plus sept étages d'habitation, implanté à BEJAIA cette région est classée dans la zone **IIa**. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte : voile portique.

L'étude de ce projet est menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre : Généralités.

Le deuxième chapitre : pré dimensionnements des différents éléments et le calcul des éléments secondaire.

Le troisième chapitre : l'analyse dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « ETABS V16 ».

Le quatrième chapitre : calcul du ferrailage des éléments résistants (portique et voile).

Le cinquième chapitre : le calcul de l'infrastructure (fondations) et le voile périphérique conformément au rapport de sol.

Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Introduction

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations, dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux utilisés et le dimensionnement et le ferraillement des éléments résistants de la structure.

I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude de génie civil d'un bâtiment (R+06+02 Entresol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Entre sol 2 à usage commercial.
- De l'entre sol 1 au sixième étage à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit **AACH EL-VAZ wilaya de Bejaia** qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

I.1.2. Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme d'un rectangle dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 22,46 \text{ m} \qquad L_y = 15,55 \text{ m}$$

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale : 28,39 m.
- Hauteur de l'entre sol 2: 3,91 m.
- Hauteur de RDC et l'entre sol 1 : 3,06 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06m.

I.1.3. Caractéristique géométriques de site :

D'après les résultats des sondages carottés et les essais pénétrométriques, réalisés le terrain réservé au projet de 05 blocs à Aach el-Vaz wilaya de Bejaia nous avons obtenu les conclusions suivantes :

- Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).
- La contrainte admissible calculée est donnée par **2.00 bars** avec un encrepage **1.5m**.

I.1.4. Caractéristiques structurales :**✚ Les planchers :**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

✚ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse inaccessible, il joue le rôle d'un garde de corps.

✚ Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place permettant de passage d'un niveau à un autre.

✚ Les façades et les cloisons :

- les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

✚ Les voiles :

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

✚ L'ascenseur :

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

✚ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

✚ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

✚ Les raidisseurs :

Elément vertical continu en béton armé ou non armé, de type colonnette, intégré dans un mur, ses dimensionnent en plan sont généralement équivalentes à l'épaisseur du mur, section carré, et sa hauteur correspond à celle de ce dernier.

I.2. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- **RPA 99 /version 2003** (Règlement parasismique algérien).
- **CBA 93** (Code du béton armé).
- **DTR BC.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- **DTR BC 2.331**(Règle de calcul des fondations superficielles).

- BAEL91/modifiées 99 (Béton armé aux états limites).

I.3. Les états limitent :

Définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et a fortiori qu'elle ne présente de dégradation.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

Consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

I.4. Les actions :

I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions :

✚ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

✚ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

✚ **Les actions accidentelles (F_A) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs, Les séismes, Les explosions, Les feux.

I.4.2. Valeurs de calcul des actions :

a) Combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \dots\dots\dots\text{BAEL91 (article A.3.3, 21).}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ \Psi_{0i} : \text{Coefficient de pondération} \end{array} \right.$$

➤ **Situations accidentelles :**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \text{ Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 \text{ Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 \text{ Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{array} \right.$$

b) Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \dots\dots\dots\text{BAEL 91 (article A.3.3, 3).}$$

$\Psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec : G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \quad (\text{pour les poteaux auto stables seulement}) \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

I.5. Les matériaux de constructions :

I.5.1. Béton :

C'est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières sinterées, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.).

a) Résistance à la compression:

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} & \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} & \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} & \text{CBA93 (article A.2.1.2)} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$\tau_{Adm} = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25$ MPa

Donc : $\tau_{Adm} = 3.33 \text{MPa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5 \text{MPa}$ fissuration préjudiciable.

I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantanés de durée inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{MPa CBA (Article A.2.1.2.1)}$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.5.1.4. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333 \text{MPa}$).

I.5.1.5. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figure I-1

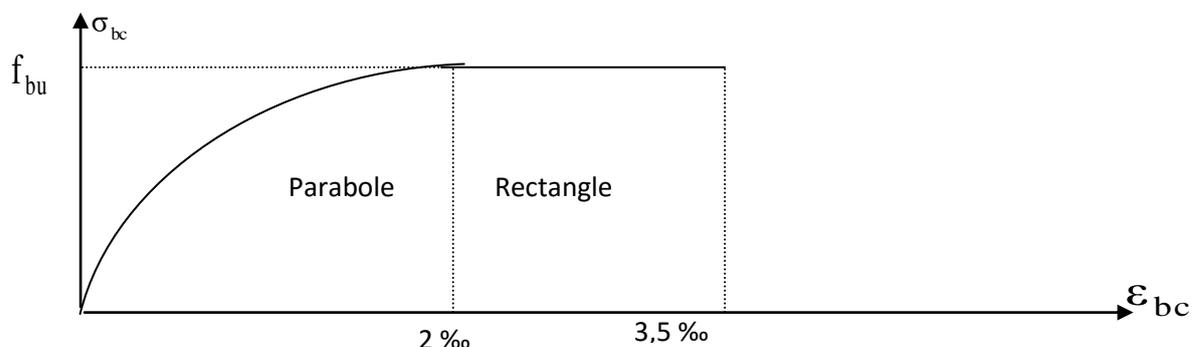


Figure. I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

Sur ce diagramme :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

– Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,

– θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h, $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0.85$ sinon.

I.5.2. L'acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance en traction.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 $f_e = 235$ MPa
- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 $f_e = 400$ MPa

I.5.2.1. Contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$\bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad (\text{Situation durable ou transitoire})$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

Pour l'acier naturel :

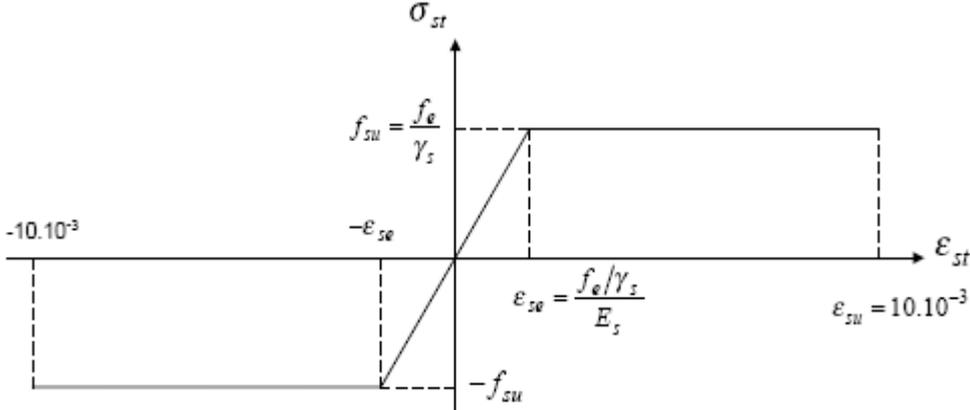


Figure I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Chapitre II

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces démentions sont choisis selon les préconisations du RPA99/version2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1 Les planchers :

D'après le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4):

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{420}{22,5} \Rightarrow h \geq 18,66 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm

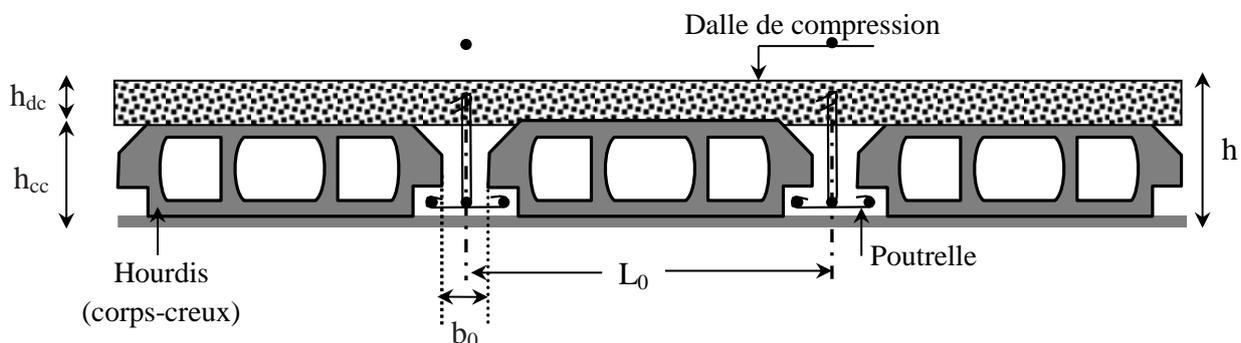


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

II.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments de construction préfabriqués en béton armé ou en précontraint composant industrialisé de faible section est utilisé pour constituer la structure de plancher en béton.

Le choix du sens des poutrelles se fait selon les deux critères suivant :

- critère de la petite portée.
- critère de la continuité.

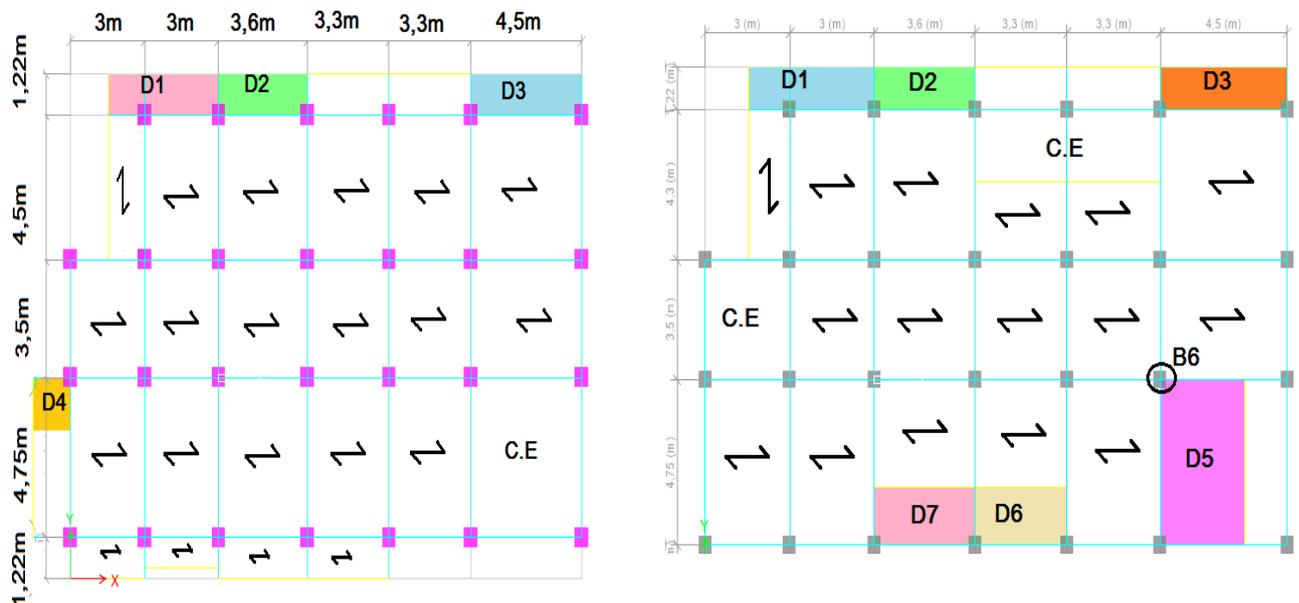


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

➦ Pré dimensionnement des poutrelles

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

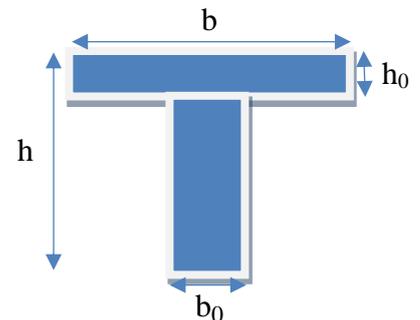


Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 27 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

II.2.3. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

II.2.3.1. Types de dalles pleines :

Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines.

| Panneaux | Appui | L_y (m) | L_x (m) | $\rho=L_x/L_y$ | e cal (cm) | e cal (cm) |
|----------|-------|--------------|--------------|----------------|-----------------------------|------------|
| D1 | 3 | 4 | 1,07 | 0,27 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 2,5 |
| D2 | 3 | 3,3 | 1,07 | 0,33 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 2,5 |
| D3 | 3 | 4,2 | 1,07 | 0,25 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 2,5 |
| D4 | 2 | 1,66 | 1,4 | 0,84 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 3,3 |
| D5 | 4 | 4,45 | 2,85 | 0,64 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 7 |
| D6 | 3 | 3 | 1,7 | 0,57 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 4 |
| D7 | 3 | 3,3 | 1,7 | 0,52 | $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ | 4 |

➤ Critère de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour des dalles pleines (balcons) d'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle de l'ascenseur, on opte pour une épaisseur de 14cm à cause du chargement important de l'ascenseur.

II.2.4. Les poutres :

a. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles leur hauteur est donnée selon la condition flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L_{\max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{445}{15} = 29,66 \leq h_{pp} \leq \frac{445}{10} = 44,5 \Rightarrow \text{Soit : } h_{pp} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon RPA 99 /2003

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L_{\max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{420}{15} = 28 \leq h_{pp} \leq \frac{420}{10} = 42 \Rightarrow \text{Soit : } h_{pp} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

On voit bien que les conditions du RPA 99/2003 sont vérifiées.

II.2.5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression simple leur pré dimensionnement se fait selon les critères suivant :

Critère de résistance ; Critère de stabilité de forme ; Règle du RPA99/2003

On adopte la section des poteaux comme suit

▪ Poteaux rectangulaires :

- Les deux entre sols et RDC $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- 3^{ème} et 4^{ème} étage $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- 5^{ème} et 6^{ème} étage $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2.6. Les voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur du voile.

• Entre sol 2 :

$$h_e = 391 - 35 = 356 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 17,8\text{cm}$

- **Les autres niveaux :**

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 13,55 \text{ cm}$

Finalement on prend

$$e = \begin{cases} 20 \text{ cm pour entre sol 2} \\ 15 \text{ cm pour le reste des étages} \end{cases}$$

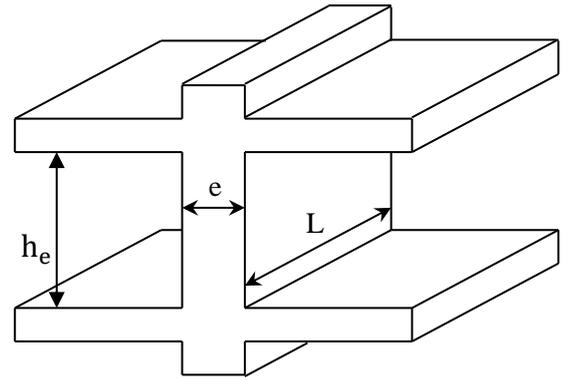


Figure II.4. Coupe transversale d'un voile

II.2.7. Les escaliers :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Elle se compose généralement des éléments suivants :

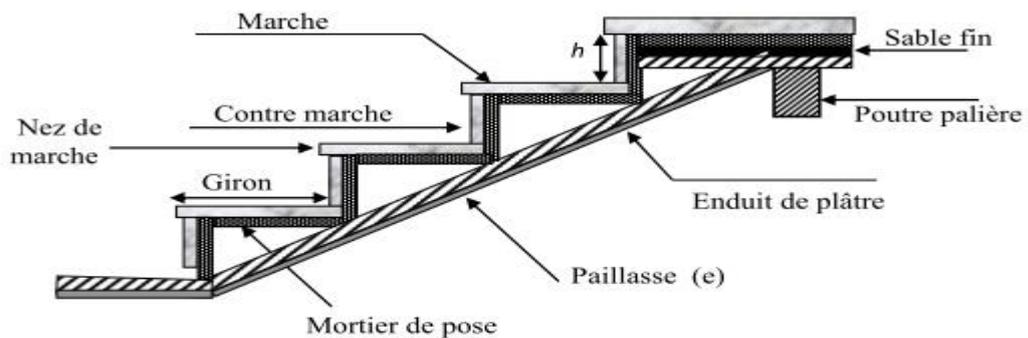


Fig. II.5. Composante d'un escalier

Le dimensionnement se fait en respectant la condition du confort de **BLANDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Avec : $h = \frac{H}{n}$ $h = \frac{L}{n-1}$

H : la hauteur de la volée.

L : la longueur projetée de la volée.

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de contre marche.

Epaisseur de la paillasse :

La détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait en l'assimilant à une dalle reposante sur

deux appuis. $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

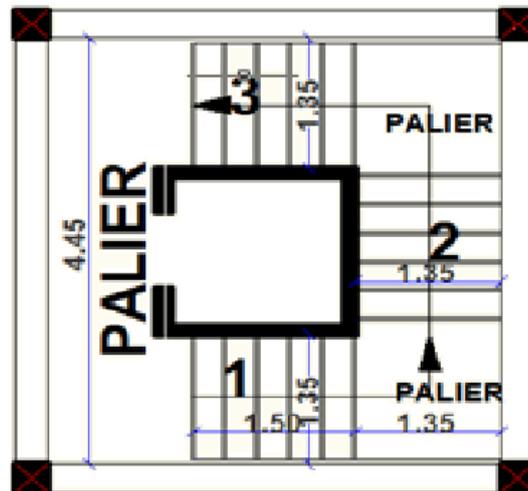


Figure II.6. Vus en plan d'escalier

Tableau II.2. Dimensionnement de l'escalier

| | | du 1 ^{er} entre sol au 5 ^{ème} étage | |
|-----------------|--------------|---|--|
| Schéma statique | Volée 1 et 3 | | |
| | Volée 2 | | |
| Dimension | Volée 1 et 3 | $\alpha = 34,21^\circ$ $h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $L = 451 \text{ cm}$ $e = 16 \text{ cm}$ $n = 6$ marches | |
| | Volée 2 | $h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $L = 181 \text{ cm}$ $e = 12 \text{ cm}$ $n = 6$ marches | |

Pour les autres types d'escalier on a des escaliers balancés dans le duplex en bois.

II.2.8. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + [(0,1 \times 0,03) \times \frac{1}{2}] = 0,0685 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment (G_{int} , G_{ext}):

$$G_{\text{int}} = \gamma_c \times S = 0,012 \times 20 = 0,24 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{ext}} = \gamma_c \times S = 20 \times 0,013 = 0,26 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{int}} + G_{\text{ext}} + G = 2,21 \text{ KN/ml}$$

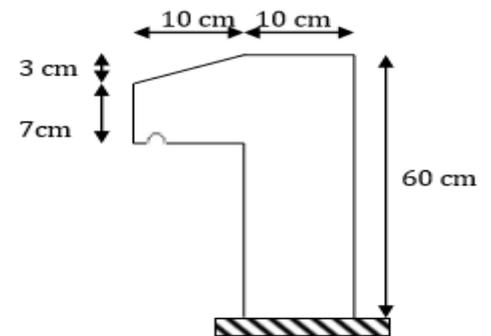


Fig. II.7. Vue en plan d'un acrotère.

II.3 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges et les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR**

II.3.1 Planchers à corps creux :

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

| N | Désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| 4 | Corps creux | 14,25 | 0,2 | 2,85 |
| 5 | Cloisons | / | / | 0,9 |
| 6 | Enduit de ciment | 0,02 | 10 | 0,27 |
| Charge permanent G | | | | 5,21 |
| Q étage courant | | | | 1,5 |
| Q étage commercial | | | | 5 |

Tableau II.4.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

| N | Désignation | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection gravillons | 20 | 0,05 | 0,8 |
| 2 | Etanchéité Multicouche | 6 | 0,02 | 0,12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0,07 | 2,2 |
| 4 | Corps creux | / | 0,2 | 2,85 |
| 5 | Isolation thermique | 3,2 | 0,05 | 0,01 |
| 6 | Enduit de ciment | 10 | 0,02 | 0,27 |
| Charge permanent G | | | | 5,83 |
| charge d'exploitation Q | | | | 1 |

II.3.2 Plancher à dalle pleine :**Tableau II.5.** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

| N° | Couche | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|--|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 3 | Lit de sable | 10 | 0,02 | 0,36 |
| 4 | Dalle pleine 1 | 25 | 0,14 | 3,5 |
| 4 | Dalle pleine 2 | 25 | 0,12 | 3 |
| 5 | Enduit de ciment | 10 | 0,02 | 0,2 |
| 6 | Cloisons de séparation | / | / | 1 |
| Charge permanent G : Dalle pleine 1 | | | | 5,86 |
| Charge permanent G : Dalle pleine 2 | | | | 5,36 |
| Charge d'exploitation Q habitation | | | | 1,5 |
| Charge d'exploitation Q escalier | | | | 2,5 |

II.3.3 Les murs extérieur et intérieurs :**Tableau II.6.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 10 | 0,02 | 0,2 |
| 2 | Brique creuses | / | 0,15 | 1,35 |
| 3 | Brique creuses | 9 | 0,10 | 0,9 |
| 4 | Enduit de ciment | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Charge permanent G | | | | 2,81 |

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Épaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 10 | 0,02 | 0,27 |
| 3 | Brique creuses | 9 | 0,10 | 0,9 |
| 4 | Enduit de ciment | 10 | 0,02 | 0,27 |
| Charge permanent G | | | | 1.3 |

II.3.4 Les escaliers :➤ **Les volées****Tableau II.8.** Évaluation des charges revenant aux volées

| N° | Couche | | Poids volumique (KN/m ³) | épaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---|-------------------|-------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | Paillese | Volée 1et3 | 25 | 0,16/cos(α) | 4,84 |
| | | Volée 2 | 25 | 0,12/cos(α) | 3,63 |
| 2 | Carrelage | Horizonta l | 22 | 0,02 | 0,44 |
| | | Vertical | 22 | 0,02h/g | 0,25 |
| 3 | Mortier de pose | Horizonta l | 18 | 0,02 | 0,36 |
| | | vertical | 18 | 0,02h/g | 0,2 |
| 4 | Enduit de plâtre | | 10 | 0,015/cos(α) | 0,181 |
| 5 | poids des marches | | 25 | h/2 | 2.125 |
| Charge permanent G (KN/m²) | | | Volée 1et3 | | 8,4 |
| | | | Volée 2 | | 7,17 |
| Charge d'exploitation Q (KN/m²) | | | | | 2.5 |

➤ **Palier****Tableau II.9.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier

| N° | Couche | Poids volumique (KN/m ³) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Palier | 25 | 0,16 | 4 |
| 2 | Carrelage | 22 | 0,02 | 0,44 |
| 3 | Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 4 | Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Charge permanent G | | | | 5,56 |
| charge d'exploitation Q | | | | 2,5 |

II.4 Descente de charge

La descente de charge et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements desdites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.4.1 Loi de dégression des charges :

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le poteau le plus sollicité à la plus grande surface afférente

Surface afférente pour l'entre sol 02 poteau B-6

$$S1 = 2,4m^2$$

$$S2 = 3,36m^2$$

$$S3 = 3,34m^2$$

$$S4 = 4,67m^2$$

$$S \text{ totale} = 13,77 m^2$$

Surface afférente pour l'entre sol 01 au 5ème étage

$$S1 = 2,4m^2$$

$$S2 = 3,36m^2$$

$$S3 = 3,34m^2$$

$$S_{\text{volée}} = 1,0125m^2$$

$$S_{\text{palier}} = 2,7m^2$$

Surface afférente pour 6ème étage

$$S1 = 2,4m^2$$

$$S2 = 3,36m^2$$

$$S3 = 3,34m^2$$

$$S4_{\text{Dp}} = 4,67m^2$$

Surface afférente pour la terrasse inaccessible

$$S1 = 2,4m^2$$

$$S2 = 3,36m^2$$

$$S3 = 0,42m^2$$

$$S4 = 4,67m^2$$

$$S_{\text{Total}} = 10,85m^2$$

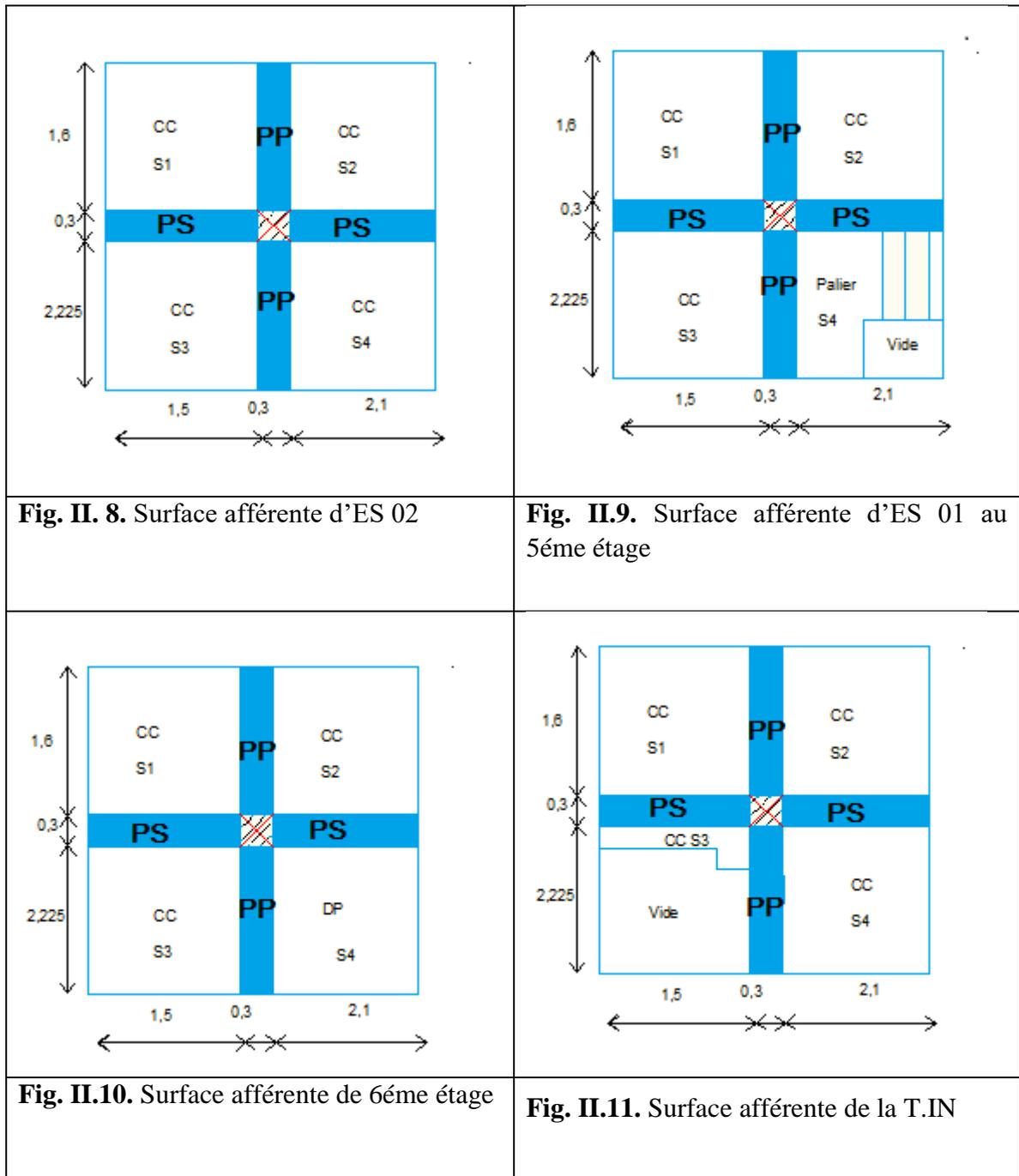


Fig. II. 8. Surface afférente d'ES 02

Fig. II.9. Surface afférente d'ES 01 au 5ème étage

Fig. II.10. Surface afférente de 6ème étage

Fig. II.11. Surface afférente de la T.IN

➤ **Plancher entre sol 02 :**

$G = 5,21 \times 13,77$
 $Q = 5 \times 13,77$

$G = 71,74 \text{ KN}$
 $Q = 68,85 \text{ KN}$

➤ **Plancher entre sol 01 au 5ème étage:**

$G = 5,21 \times (3,36 + 2,4 + 3,34)$
 $Q = 1,5 \times (3,36 + 3,34 + 2,4)$

$G = 47,41 \text{ KN}$
 $Q = 13,65 \text{ KN}$

➤ **La charge d'escalier**

$$G = G_V \times S_V = 8,4 \times 1,0125 \quad G = 8,505 \text{ KN}$$

$$Q = Q_V \times S_V = 2,5 \times 1,0125 \quad Q = 2,53 \text{ KN}$$

$$G = G_P \times S_P = 5,56 \times 2,7 \quad G = 15,012 \text{ KN}$$

$$Q = Q_P \times S_P = 2,5 \times 2,7 \quad Q = 6,75 \text{ KN}$$

➤ **Plancher corps creux 6ème étage :**

$$G = 5,21 \times (3,36 + 2,4 + 3,34) \quad G = 47,41 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (3,36 + 3,34 + 2,4) \quad Q = 13,65 \text{ KN}$$

➤ **Plancher dalle pleine**

$$G = G_{Dp} \times S_{Dp} = 5,86 \times 4,67 \quad G = 27,36 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{Dp} \times S_{Dp} = 3,5 \times 4,67 \quad Q = 16,35 \text{ KN}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 5,83 \times 10,85 \quad G = 63,58 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 10,85 \quad Q = 10,85 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres :**

- Poutre principale (PP) : $G_{PP} = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,825 = 10,04 \text{ KN}$
- Poutre secondaire (PS) : $G_{PS} = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,15 = 8,28 \text{ KN}$
- Poids totale des poutres : $G_{PT} = 10,04 + 8,28 = 18,32 \text{ KN}$

❖ **Poids des poteaux :**

- Poteaux l'entre sol 01 et RDC : $G_p = 25 \times 0,45 \times 0,50 \times 3,06 = 17,21 \text{ KN}$
- Poteaux l'entre sol 02 : $G_p = 25 \times 0,45 \times 0,50 \times 3,91 = 21,99 \text{ KN}$
- Poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,40 \times 0,45 \times 3,06 = 13,77 \text{ KN}$
- Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times 3,06 = 10,71 \text{ KN}$
- Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,06 = 8,03 \text{ KN}$

❖ **Poids de murs en double cloisons :**

$$\text{Etage 6 :} \quad G = 2,81 \times (2,1 + 2,225) \times 2,71 = 32,94 \text{ KN}$$

$$\text{Entresol 1 au 5ème étage :} \quad G = 2,81 \times (2,1 + 1,5) \times 2,71 = 27,41 \text{ KN}$$

$$\text{Entresol 2 :} \quad G = 2,81 \times (2,225 + 1,6) \times 3,56 = 38,26 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (B.6) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau (B.6)

| Etage | Niveau | Elément | poids propres G(KN) | surcharges Q(KN) |
|--------------|--------------|-------------|---------------------|------------------|
| étage 06 | 0 | Plancher | 63,58 | 10,85 |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Poteaux | 8,03 | |
| | SOMME | | | 89 ,93 |
| étage 05 | 1 | venant de 0 | 89,93 | 33,78 |
| | | Plancher | 74,77 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 32,74 | |
| | | Poteaux | 8,03 | |
| SOMME | | | 223,79 | 33,78 |
| étage 04 | 2 | venant de 1 | 223,79 | 54,42 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 10,71 | |
| SOMME | | | 351,16 | 54,42 |
| étage 03 | 3 | venant de 2 | 351,16 | 73,21 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 10,71 | |
| SOMME | | | 478,53 | 73,21 |
| étage 02 | 4 | venant de 3 | 478,53 | 93,39 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 13,77 | |
| SOMME | | | 608,96 | 93,39 |
| étage 01 | 5 | venant de 4 | 608,96 | 102,57 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 13,77 | |
| SOMME | | | 739,39 | 102,57 |
| RDC | 6 | venant de 5 | 739,39 | 114,03 |

| | | | | |
|--|---|--------------|----------------------------------|--------------------|
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 17,21 | |
| | | SOMME | 873,26 | |
| Entresol 01 | 7 | venant de 6 | 873,26 | 124,81 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 27,41 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 17,21 | |
| | | SOMME | 1007,13 | |
| Entresol 02 | 8 | venant de 7 | 1007,13 | 174,91 |
| | | Plancher | 47,41 | |
| | | Poutres | 18,32 | |
| | | Maçonnerie | 38,26 | |
| | | Escalier | 23,52 | |
| | | Poteaux | 21,99 | |
| | | SOMME | G=1156,63 | |
| ELU | | | 1,35G=1561,45 | 1,5Q=262,37 |
| Effort normal à la base du poteau | | | N_u'=1823,82 KN | |

Avec $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$N_u = 1,1 N_u' = 1,1 \times 1823,82 = 2006,2 \text{ KN}$.

II.4.2 Vérifications des conditions RPA99/2003

➤ Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

➤ Vérification du poteau à la base « poteau du l'entresol 02 (45*50) cm² »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2006,3 \times 10^{-3}}{14,2} \quad \Rightarrow B \geq 0,141 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du l'entre sol 02) $B = 0,45 \times 0,5 = 0,225 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,225 \text{ m}^2 \geq 0,141 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.11. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| Etages | Nu (KN) | 1,1Nu(KN) | Comparaison ($B \geq B^{calc}$) | | Observation |
|--------|---------|-----------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| | | | B (m ²) | B ^{calc} (m ²) | |
| 6 | 137,68 | 151,45 | 0,105 | 0,011 | Vérifiée |
| 5 | 363,39 | 399,73 | 0,105 | 0,033 | Vérifiée |
| 4 | 565,76 | 622,34 | 0,14 | 0,0438 | Vérifiée |
| 3 | 764,7 | 841,17 | 0,14 | 0,059 | Vérifiée |
| 2 | 968,03 | 1064,83 | 0,18 | 0,074 | Vérifiée |
| 1 | 1160,52 | 1276,57 | 0,18 | 0,089 | Vérifiée |
| RDC | 1357,91 | 1493,7 | 0,225 | 0,105 | Vérifiée |
| ES01 | 1555,38 | 1710,82 | 0,225 | 0,12 | Vérifiée |
| ES02 | 1823,82 | 2006,2 | 0,225 | 0,141 | Vérifiée |

➤ **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que : $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{h \times b^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

➤ **Vérification du poteau à la base (poteau du entre sol 02)**

On a : $L_0 = 3,91 - 0,35 = 3,56 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,492 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,45^2}{12}} = 0,123 \text{ m} \text{ Ce qui donne : } \lambda = 2,492/0,123 = 20,26 < 50$$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,797$$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$ On prend $A_s = 0,8\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(80 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (50 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,2064 \text{ m}^2 > 0,1357 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.12. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| Niveau | Nu(KN) | B | i (m) | λ | α | (Br ≥ Br ^{calc}) | | Observation |
|--------|---------|-------|-------|-------|-------|----------------------------|--------------------|-------------|
| | | | | | | Br | Br ^{calc} | |
| 6 | 151,45 | 0,105 | 0,087 | 16,5 | 0,789 | 0,0924 | 0,0104 | Vérifiée |
| 5 | 399,73 | | | | | | 0,0274 | Vérifiée |
| 4 | 622,34 | 0,14 | 0,101 | 18,78 | 0,804 | 0,1254 | 0,0418 | Vérifiée |
| 3 | 841,17 | | | | | | 0,0565 | Vérifiée |
| 2 | 1064,83 | 0,18 | 0,115 | 16,5 | 0,814 | 0,1634 | 0,0706 | Vérifiée |
| 1 | 1276,57 | | | | | | 0,0847 | Vérifiée |
| RDC | 1493,7 | 0,225 | 0,123 | 15,42 | 0,818 | 0,2064 | 0,0986 | Vérifiée |
| ES 01 | 1710,82 | | | | | | 0,1129 | Vérifiée |
| ES02 | 2006,2 | 0,225 | 0,123 | 20,26 | 0,797 | 0,2064 | 0,1357 | Vérifiée |

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 18,8 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.4.3 Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine e=12 cm e=14 cm
- Epaisseur des paillasse e = 16 cm e=12 cm
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm} & \text{pour l'entresol} \\ e = 15 \text{ cm} & \text{pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (30×35) cm²
- Poutres Secondaires (30×35) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Dimensions des poteaux

| Niveaux | RDC, ES1 et ES2 | Étages 1 et 2 | Étages 3 et 4 | Étages 5 et 6 |
|------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|
| Dimensions | 45×50 | 40× 45 | 35× 40 | 30× 35 |

II.5 Etude des éléments secondaires

1. II.5.1 Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

II.5.1.1 Méthode de calcul des poutrelles :

✚ Méthode forfaitaire

• Conditions d'application

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

• Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots\dots\dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots\dots\dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

✚ Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

- **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

- **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- **Application de la méthode**

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

- l_i : Portée de la travée.

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

II.5.1.2 Les différents types des poutrelles des poutrelles :

On distingue sept types de poutrelles :

Tableau II.14. Types de poutrelles.

| Type | Schémas statiques des poutrelles |
|--------|----------------------------------|
| Type 1 | |
| Type 2 | |
| Type 3 | |
| Type 4 | |
| Type 5 | |
| Type 6 | |
| Type 7 | |

II.5.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

| Types de poutrelles | Conditions d'application de la méthode forfaitaire | Cause | Méthode adoptée |
|---------------------|--|---|---------------------------|
| Types 2 et 7 | Vérifiées | $\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN} \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$ | Méthode forfaitaire |
| Types 1,6, 3 et 4 | Non vérifiées | $\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$ | Méthode de Caquot minorée |
| Type 5 | / | Poutrelle isostatique | Méthode de la RDM |

II.5.1.4. Les différentes charges sur les poutrelles :**Tableau II.16.** Les différentes charges sur les poutrelles

| Désignation | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | l ₀ (m) | Charge revenant sur le plancher (KN/m ²) | | Charge revenant sur la poutrelle (KN/m) |
|------------------------------|------------------------|------------------------|--------------------|--|---------------------------------------|---|
| Plancher Commercial | 05,21 | 5 | 0,65 | ELU | $P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 14,53$ | $q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 9,44$ |
| | | | | ELS | $P_s = G + Q$ $P_s = 10,21$ | $q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 6,64$ |
| Terrasse inaccessible | 05,83 | 1 | 0,65 | ELU | $P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,37$ | $q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,09$ |
| | | | | ELS | $P_s = G + Q$ $P_s = 6,83$ | $q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,44$ |
| Habitation | 5,21 | 1,5 | 0,65 | ELU | $P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,28$ | $q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,03$ |
| | | | | ELS | $P_s = G + Q$ $P_s = 6,71$ | $q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,36$ |

- Exemple de calcul**

Application de la méthode forfaitaire pour le quatrième type du plancher à usage habitation :

II.5.1.5. Calcul des sollicitations :

La méthode que nous allons utiliser est la méthode forfaitaire :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,5}{4,3} = 0,81 \in [0,8 ; 1,25]$$

- Calcul des moments**

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 13,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 10,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

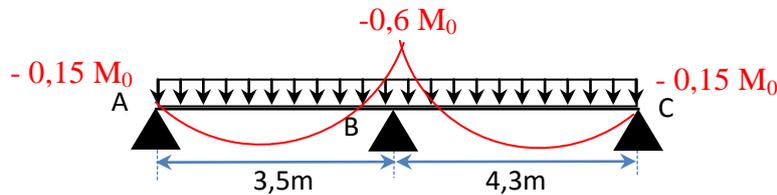


Figure II.12. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 8,38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 6,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 2,10 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 1,51 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{6,71} = 0,223$

$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0669 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6335 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,7669 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6335 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

D'où, $M_t = 0,7669 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 10,76 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 07,73 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

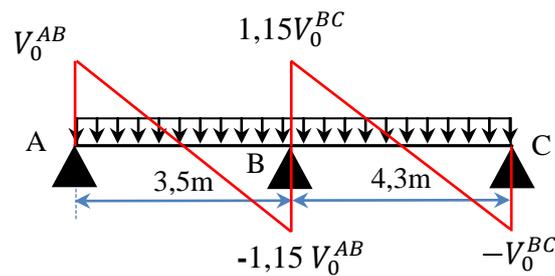


Figure II.13. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 12,96 \text{ KN} \\ V_B = -14,91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 14,91 \text{ KN} \\ V_C = -12,96 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Plancher habitation

Tableau II.17. Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

| Types | E L U | | | | E L S | | |
|-------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| T1 | -1,71 | -4,06 | 14,06 | 18,3 | -1,23 | -2,81 | 10,17 |
| T2 | -1,23 | -3,91 | 7,98 | 11,94 | -0,89 | -2,83 | 5,77 |
| T3 | -1,91 | -9,07 | 20,64 | 16,23 | -1,37 | -6,49 | 14,89 |
| T4 | -2,1 | -8,36 | 10,76 | 14,91 | -1,51 | -6,05 | 7,36 |
| T5 | -2,55 | / | 17,00 | 14,32 | -1,84 | / | 12,29 |
| T6 | -1,71 | -4,06 | 14,06 | 18,3 | -1,23 | -2,81 | 10,17 |
| T7 | -1,23 | -3,91 | 7,98 | 11,94 | -0,89 | -2,83 | 5,77 |
| Max | -2,55 | -9,07 | 20,64 | 18,3 | -1,84 | -6,49 | 14,89 |

➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.18. Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

| Types | E L U | | | | E L S | | |
|-------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| T1 | -1,66 | -3,94 | 10,41 | 16,14 | -1,2 | -2,86 | 7,59 |
| T5 | -2,58 | / | 17,18 | 14,46 | -1,89 | / | 12,52 |
| T7 | -1,24 | -3,95 | 8,84 | 12,06 | -0,91 | -2,88 | 6,45 |
| Max | -2,58 | -3,95 | 17,18 | 16,14 | -1,89 | -2,88 | 12,52 |

➤ **Plancher terrasse inaccessible****Tableau II.19.** Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce

| Types | E L U | | | | E L S | | |
|------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| T1 | -3,00 | -7,13 | 17,3 | 23,47 | -2,09 | -4,97 | 12,58 |
| T3 | -3,35 | -8,93 | 19,22 | 25,48 | -2,33 | -6,08 | 14,03 |
| Max | -3,35 | -8,93 | 19,22 | 25,48 | -2,33 | -6,08 | 14,03 |

• **Exemple de calcul :**

Plancher habitation poutrelle type 6

➤ **Sollicitation maximales:**

$$ELU \begin{cases} M_t = 14,06 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -4,06 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,71 \text{ KN.m} \\ V = 18,3 \text{ KN} \end{cases}
 \quad
 ELS \begin{cases} M_t = 10,17 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -2,81 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures en travée:**

Le calcul se fera pour une section en T semis à la flexion simple.

Remarque;

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 4,50 m

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01406 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01406}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047} \right] = 0,06$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,06) = 0,176 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01406}{0,176 \times 348} = 2,29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,29 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 3HA10 = 2,36 cm²

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{4,06 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,088 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,088 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,115 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,172 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 0,69 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,71 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,037 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; \quad f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,047 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,71 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 0,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

En travée :..... $A = 2,29 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appui intermédiaire :..... $A = 0,69 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

En appui de rive :..... $A = 0,28 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

II.5.1.6. Résumé du ferraillage des différents planchers :

On procède au ferraillage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 6), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Calcul du ferraillage à l'ELU des différents niveaux

| niveaux | Endroit | M (KN.m) | μ_{bu} | α 10^{-2} | Z (cm) | A_{cal} (cm^2) | A_{min} (cm^2) | $A_{adopté}$ (cm^2) |
|----------------------------------|------------------|-------------|------------|-----------------------|-----------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| Placher habitation | Travée | 20,64 | 0,069 | 8,94 | 17,4 | 3,31 | 1,41 | 3HA12 = 3,39 |
| | Appui Inter | 9,07 | 0,197 | 27,7 | 16,0 | 1,63 | 0,22 | 1HA12+1HA10 =1,92 |
| | appui de rive | 2,55 | 0,055 | 7 | 17,5 | 0,49 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |
| Plancher commerce | Travée | 19,22 | 0,064 | 8,27 | 17,4 | 3,17 | 1,41 | 3HA12 = 3,39 |
| | Appui Inter | 8,93 | 0,194 | 27,2 | 16,0 | 1,6 | 0,22 | 1HA12 +1HA10=1,92 |
| | appui de rive | 3,35 | 0,073 | 9,5 | 17,3 | 0,59 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |
| Terrasse inaccessible | Travée | 17,18 | 0,057 | 7,3 | 17,5 | 2,82 | 1,41 | 3HA12 = 3,39 |
| | Appui Inter | 3,95 | 0,086 | 11,3 | 17,2 | 0,70 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |
| | appui de rive | 2,58 | 0,056 | 7,2 | 17,5 | 0,42 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |

II.5.1.7. Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau II.21. Vérifications nécessaires à l'ELU

| Niveaux | Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa) | Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$ | | Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN) | Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa) |
|------------------------------|--|---|---|--|---|
| | | $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ | $\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$ | | |
| Plancher habitation | 1,01 < 3,33 | 3,15 > 0,53 | 4,28 > -1,08 | 18,3 < 108,135 | 1,06 < 3,33 |
| Plancher commerce | 1,41 < 3,33 | 3,15 > 0,73 | 3,93 > -2,09 | 25,48 < 108,135 | 1,06 < 3,33 |
| Terrasse inaccessible | 0,90 < 3,33 | 3,15 > 0,46 | 3,15 > -0,24 | 16,14 < 108,135 | 1,06 < 3,33 |
| Observation | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

Tableau II.22. Vérification des contraintes à l'ELS

| Niveaux | Endroit | M^s (KN.m) | A_s (cm^2) | Y (cm) | I (cm^4) | Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa) | observation |
|------------------------------|---------|-----------------|---------------------|-----------|-----------------|---|-------------|
| Plancher habitation | Travée | 14,89 | 3,39 | 4,52 | 11240,79 | 5,98 < 15 | Vérifiée |
| | Appui | - 6,49 | 1,92 | 7,7 | 4577,16 | 10,91 < 15 | Vérifiée |
| Plancher commerce | Travée | 14,03 | 3,39 | 4,52 | 11240,79 | 5,64 < 15 | Vérifiée |
| | Appui | - 11,08 | 3,39 | 18,73 | 21929,51 | 9,46 < 15 | Vérifiée |
| Terrasse inaccessible | Travée | 12,52 | 3,39 | 4,52 | 11240,79 | 5,03 < 15 | Vérifiée |
| | Appui | -2,88 | 0,79 | 11,5 | 5570,24 | 5,94 < 15 | Vérifiée |

➤ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,3 \text{ m} \quad M_{0s} = 10,07 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 7,37 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 0,766 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=20 \text{ cm} > 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6. b_0. d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

or $A=3,39 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la deuxième et la 1ère condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau II.23. Vérifications de la flèche à l'ELS

| Niveaux | Plancher habitation | Plancher commerce | Terrasse inaccessible |
|--------------------------------------|---------------------|-------------------|-----------------------|
| L (m) | 4,3 | 4,3 | 4,3 |
| $q_{j\ ser}$ (KN/m) | 2,5 | 2,5 | 2,905 |
| $q_{g\ ser}$ (KN/m) | 3,386 | 3,386 | 3,789 |
| $q_{p\ ser}$ (KN/m) | 4,36 | 6,636 | 4,439 |
| $M_{j\ ser}$ (KN.m) | 4,43 | 4,43 | 5,14 |
| $M_{g\ ser}$ (KN.m) | 5,99 | 5,99 | 6,71 |
| $M_{p\ ser}$ (KN.m) | 7,72 | 11,75 | 7,89 |
| I (cm⁴) | 11240,79 | 11240,79 | 11240,79 |
| I₀(cm⁴) | 91611,97 | 91611,97 | 91611,97 |
| λ_i | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| λ_v | 0,90 | 0,90 | 0,90 |
| σ_{st}^j (MPa) | 79,68 | 79,68 | 92,45 |
| σ_{st}^g (MPa) | 107,66 | 107,66 | 120,69 |
| σ_{st}^p (MPa) | 138,86 | 211,35 | 141,92 |
| μ_j | 0,55 | 0,55 | 0,60 |
| μ_g | 0,64 | 0,64 | 0,67 |
| μ_p | 0,71 | 0,80 | 0,71 |
| I_{fji} (cm ⁴) | 44927,84 | 44927,84 | 42772,99 |
| I_{fgi} (cm ⁴) | 41192,43 | 41192,43 | 40081,6 |
| I_{fpi} (cm ⁴) | 38690,45 | 35887,87 | 38680,45 |
| I_{fgv} (cm ⁴) | 63942,36 | 63942,36 | 62865,35 |
| f_{ji} (mm) | 5,61 | 5,61 | 6,63 |
| f_{gi} (mm) | 8,22 | 8,22 | 7,62 |
| f_{pi} (mm) | 9,36 | 10,12 | 8,22 |
| f_{gv} (mm) | 11,45 | 11,45 | 12,94 |
| Δf (mm) | 6,98 | 7,74 | 6,91 |
| f_{adm} (mm) | 8,6 | 8,6 | 8,6 |
| Observation | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

➤ Schémas de ferrailage

Tableau. II.24. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

| Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|-----------------------|--------|---------------------|---------------|
| Plancher habitation | | | |
| Plancher commerce | | | |
| Terrasse inaccessible | | | |

➤ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

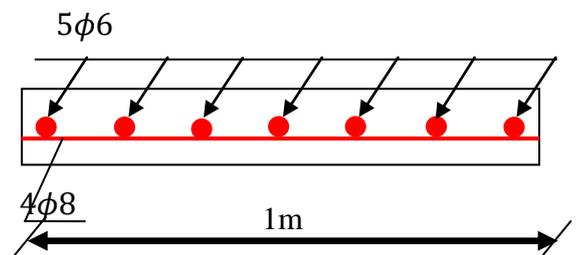


Figure II.14. Ferrailage de la dalle de compression

Soit $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 8/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

II.5.2. Dalle pleine :**Tableau II.25.** Données des différents types de dalle pleine

| Types | L _x (m) | L _y (m) | P | E L U | | E L S | |
|-----------|-----------------------|-----------------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | | μ _x | μ _y | μ _x | μ _y |
| D3 | 1,07 | 4,2 | 0,25 | / | / | / | / |
| D7 | 1,7 | 3,3 | 0,52 | 0,0937 | 0,25 | 0,0974 | 0,3853 |
| D5 | 2,85 | 4,45 | 0,64 | 0,0765 | 0,3472 | 0,0819 | 0,5117 |
| D4 | 1,4 | 1,66 | 0,84 | 0,0517 | 0,6678 | 0,0586 | 0,7655 |

II.5.2.1. Calcul des sollicitations➤ **Dalle pleine sur trois appuis (D3) :**

Calculé à l'ELU:

$$\rho = \frac{1,07}{4,2} = 0,25 < 0,4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 1,07m \\ \frac{L_y}{2} = \frac{4,2}{2} = 2,1m \end{array} \right. \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \\ M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \end{array} \right.$$

$$\text{On a } G=5,36 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q=3.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad e=12 \text{ cm}$$

$$\text{A l'ELU} \quad P_u=1.35G+1.5 Q=12,49 \text{ KN/m}$$

$$M_{0x} = 12,49 \times \frac{1,07^2}{2} \times 4,2 - \frac{2}{3} \times 12,49 \times 1,07^3 \Rightarrow M_{0x} = 20,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 12,49 \times \frac{1,07^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2,55 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 17,43 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 2,17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3M_{0x} = -6,15 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,3M_{0y} = -0,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \Rightarrow V_u^x = \frac{12,49 \times 1,07}{2} = 6,68 \text{ KN}$$

II.5.2.2. Ferrailage :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. II.26. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

| Plancher | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adopté} (cm ² /ml) |
|-----------|---------|----------|------------|----------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| En travée | Selon x | 17,43 | 0,128 | 0,172 | 0,093 | 5,38 | 0,96 | 5 HA12 = 5,65 |
| | selon y | 2,17 | 0,015 | 0,019 | 0,099 | 0,63 | 0,96 | 3HA8 = 1,51 |
| En appui | Selon x | 6,15 | 0,043 | 0,055 | 0,098 | 1,8 | 0,96 | 3HA10 = 2,36 |
| | Selon y | 0,77 | 0,0054 | 0,0068 | 0,0099 | 0,22 | 0,96 | 3HA8 = 1,51 |

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{calculé} > A_{min}$$

Donc on ferraille avec A calculé en travée et A_{min} en appuis.

- **Calcul de l'espacement des barres:**

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 45 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{6,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} \Rightarrow \tau_{max} = 0,067 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,067 \times f_{c28} = 1,675 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{max} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS :

$$P_s = G+Q = 8,86 \text{ KN/ m}$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = 8,86 \times \frac{1,07^2}{2} \times 4,2 - \frac{2}{3} \times 8,86 \times 1,07^3 = 14,07 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8,86 \times \frac{1,07^3}{6} = 1,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 14,07 = 11,96 \text{ KN.m} & M_a^x = -0,3 \times 14,07 = -4,22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 1,81 = 1,54 \text{ KN.m} & M_a^y = -0,3 \times 1,81 = -0,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :**

En travée : Selon L_x : $M_t^x = 11,96 \text{ KN.m}$ $A = 5,65 \text{ cm}^2$; $d = 10 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } y : y = b \times \frac{y^2}{2} + 15.A.y - 15.A.d$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A(d-y)^2 - \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 5,65 \times 10^{-4} y - 15 \times 5,65 \times 10^{-4} \times 0,1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,034 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } I : I = 1 \frac{0,034^3}{3} + 15 \times 5,65 \times 10^{-4} (0,1 - 0,034)^2 \Rightarrow I = 5001,84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,96}{5001,84 \times 10^{-8}} \times 0,034 = 8,12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_c = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon L_y : $M_t^y = 1,54 \text{ KN.m}$ $A = 1,51 \text{ cm}^2$; $d = 10 \text{ cm}$

$$y = 0,019 \text{ m} \quad I = 1714,69 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 1,67 \text{ Mpa}$$

$$1,67 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : Selon L_x : $M_a^x = 4,22 \text{ KN.m}$ $A = 2,36 \text{ cm}^2$; $d = 10 \text{ cm}$

$$y = 0,023 \text{ m} \quad I = 2504,43 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 3,87 \text{ Mpa}$$

$$3,87 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Selon L_y : $M_a^y = 0,54 \text{ KN.m}$ $A = 1,51 \text{ cm}^2$; $d = 10 \text{ cm}$

$$y = 0,019 \text{ m} \quad I = 1714,69 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$0,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} b_0 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B6.5.1)}$$

$$\text{Sens : } x - x \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,12}{1,07} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{0,12}{1,07} = 0,11 > \frac{11,96}{10 \times 14,07} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ \frac{5,65 \times 10^{-4}}{1 \times 0,1} < \frac{4,2}{f_e} \times 1 \Rightarrow 0,0056 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Sens : } y - y \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,12}{4,2} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{0,12}{4,2} = 0,098 > \frac{1,54}{10 \times 1,81} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ \frac{1,51 \times 10^{-4}}{1 \times 0,1} < \frac{4,2}{f_e} \times 1 \Rightarrow 0,0051 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

➤ Panneaux D4, D5 et D7 :

Les résultats de calcul de ferrailages des autres types de dalles pleins sont résumé dans le tableau suivants :

Tableau II.27. Ferrailage des panneaux D4, D5 et D7 a L'ELU

| Types | Sens | M (KN.m) | μ_{bu} | A | Z (cm) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) |
|-------|-------|----------|------------|--------|--------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| D4 | X-X | 1,07 | 0,0075 | 0,0094 | 9,9 | 0,31 | 1,036 | 3HA10 = 2,36 |
| | Y-Y | 0,9 | 0,0063 | 0,008 | 9,9 | 0,26 | 0,96 | 3HA10 = 2,36 |
| | Appui | 0,5 | 0,0035 | 0,0043 | 9,9 | 0,15 | 1,036 | 3HA10 = 2,36 |
| D5 | X-X | 8,08 | 0,057 | 0,073 | 9,7 | 2,39 | 1,036 | 4HA10= 3,14 |
| | Y-Y | 2,02 | 0,014 | 0,018 | 9,9 | 0,58 | 0,96 | 3HA10 = 2,36 |
| | appui | 2,85 | 0,002 | 0,025 | 9,9 | 0,82 | 1,036 | 3HA10 = 2,36 |
| D7 | X-X | 15,89 | 0,111 | 0,147 | 9,4 | 4,86 | 1,036 | 5HA12 = 5,65 |
| | Y-Y | 8,67 | 0,061 | 0,076 | 9,7 | 2,57 | 0,96 | 4HA10= 3,14 |
| | appui | 5,61 | 0,04 | 0,05 | 9,8 | 1,64 | 1,036 | 3HA10= 2,36 |

II.5.2.3 Schéma de ferrailage :

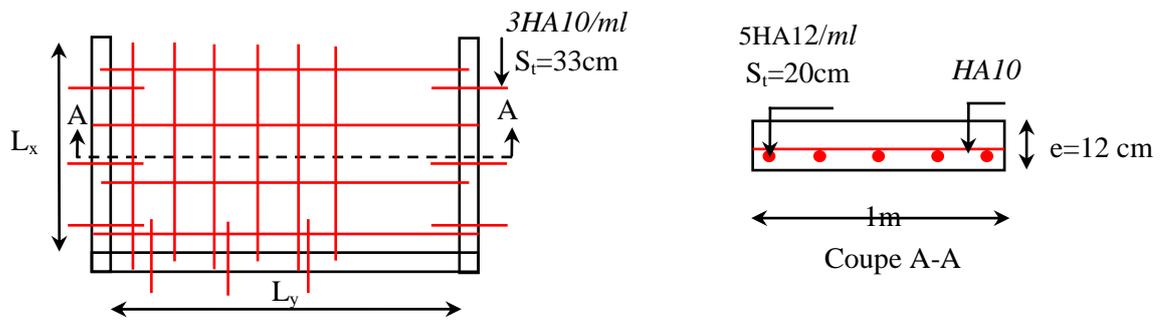


Figure II.15.Schéma de ferrailage de la dalle D3

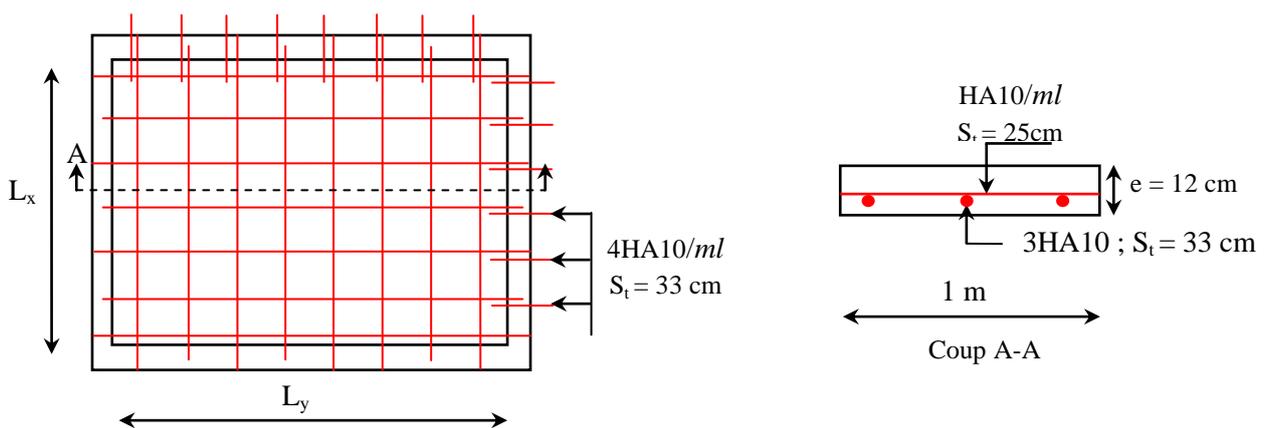


Figure II.16.Schéma de ferrailage de la dalle D5



Figure. II.17. Schéma de ferrailage de la dalle D4

II.5.3. Etude des escaliers :

II.5.3.1. Evaluation de charges permanentes pour la volée 1 et 3 :

La volée $\begin{cases} G_v = 8,4 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

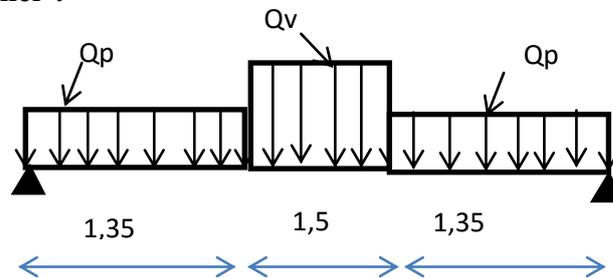
Le palier $\begin{cases} G_p = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

➤ **Combinaisons de charge :**

ELU $\begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) = 15,09 \text{ KN/m}^2 \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) = 11,26 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

ELS $\begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) = 10,9 \text{ KN/m}^2 \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) = 8,06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

➤ **Schéma statique de l'escalier :**



- **Réaction d'appuis :** par la méthode RDM on trouve :

❖ **ELU :**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 1,5 + q_p \times 2,7$$

$$R_B + R_A = 53,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 27,24 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,57 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 25,79 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 17,33 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Les efforts internes :**

- **Tronçons 1 : $0 \leq x \leq 1,35$**

$$V(x) = -11,26x + 25,79$$

$$V(0) = 25,79 \text{ KN}$$

$$V(1,35) = 10,59 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,63x^2 + 25,79x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 24,56 \text{ KN.m}$$

- **Tronçons 2 : $1,35 \leq x \leq 2,85$**

$$V(x) = -15,09x + 25,79$$

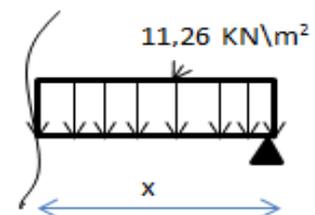
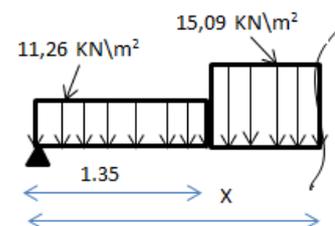
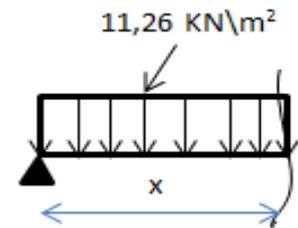
$$V(1,35) = 5,42 \text{ KN}$$

$$V(2,85) = -17,22 \text{ KN}$$

$$M(x) = -7,55x^2 + 25,79x$$

$$M(1,35) = 21,06 \text{ KN.m}$$

$$M(2,85) = 12,18 \text{ KN.m}$$



- **Tronçons 3 : $0 \leq x \leq 1,35$**

$$V(x) = -11,26x + 27,24$$

$$V(0) = 27,24 \text{ KN}$$

$$V(1,35) = 12,04 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,63x^2 + 27,24x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 26,51 \text{ KN.m}$$

- ❖ **ELS :**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 1,35 + q_p \times 2,7$$

$$R_B + R_A = 36,9 \text{ KN}$$

- **Les efforts internes :**

- **Tronçons 1 : $0 \leq x \leq 1,35$**

$$V(x) = -8,06x + 19,57$$

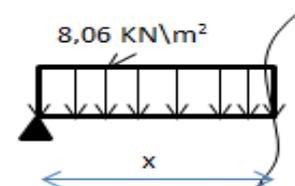
$$V(0) = 19,57 \text{ KN}$$

$$V(1,35) = 8,69 \text{ KN}$$

$$M(x) = -4,03x^2 + 19,57x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 19,07 \text{ KN.m}$$



- **Tronçons 2 : $1,35 \leq x \leq 2,85$**

$$V(x) = -10,9x + 19,57$$

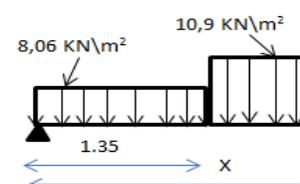
$$V(1,35) = 4,86 \text{ KN}$$

$$V(2,85) = -11,5 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,45x^2 + 19,57x$$

$$M(1,35) = 16,47 \text{ KN.m}$$

$$M(2,85) = 11,51 \text{ KN.m}$$



➤ **Tronçons 3 : $0 \leq x \leq 1,35$**

$$V(x) = -8,06x + 17,33$$

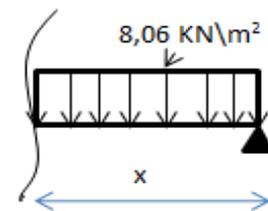
$$V(0) = 17,33 \text{ KN}$$

$$V(1,35) = 6,45 \text{ KN}$$

$$M(x) = -4,03x^2 + 17,33x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,35) = 16,05 \text{ KN.m}$$



➤ **Calcul des moments**

Le moment max se trouve au point qui correspond à $V(x) = 0$

L'ELU :

$$V(x) = -15,09x + 25,79 = 0 \Rightarrow x = 1,71 \text{ m}$$

$$M(x) = M(1,71) = -7,55(1,71)^2 + 25,79(1,91) = 22,02 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0,75M_{\max} = 16,52 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0,5 M_{\max} = -11,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 25,79 \text{ KN}$$

L'ELS:

$$V(x) = -10,9x + 19,57 = 0 \Rightarrow x = 1,8 \text{ m}$$

$$M(x) = M(1,8) = -5,45(1,8)^2 + 19,57(1,8) = 17,57 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0,75M_{\max} = 13,18 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0,5 M_{\max} = -08,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 19,57 \text{ KN}$$

II.5.3.2. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation

Maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 14 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau II.28. Ferrailage de volées 1 et 3

| Position | M_u (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | A_{adopt} (cm ² /ml) | St (cm) |
|----------|-----------------|------------|----------|-------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|------------|
| Travée | 16,52 | 0,059 | 0,076 | 0,136 | 3,49 | 1,69 | 5HA10 = 3,93 | 20 |
| appui | -11,01 | 0,04 | 0,051 | 0,137 | 2,33 | 1,69 | 4HA10 = 3,14 | 25 |

• **Vérification à l'ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas d'armateurs transversaux.

➤ **Armature de répartition :** $A_{repartition} \geq \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

Vérification à l'ELU

➤ **vérification des contraintes :** la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.29. Vérification des contraintes à l'ELS

| Position | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|------------------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|---|
| En travée | 13,8 | 3,79 | 10603,17 | 4,71 | 15 | Vérifiée |
| En appui | -8,79 | 3,44 | 8787,11 | 3,44 | 15 | Vérifiée |

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right) \rightarrow 0,0380 \geq 0,0371 \quad \text{condition vérifier}$$

Donc pas de risque de la flèche.

II.5.3.3. La volée 2 :

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à un consol sollicité par des charges uniformément réparties.

➤ **Calcul les sollicitations :**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{13,43 \times 1,5^2}{2} = 15,11 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l = 13,43 \times 1,5 = 20,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9,67 \times 1,5^2}{2} = 10,89 \text{ KN.m} \\ V_s = q_s \times l = 9,67 \times 1,5 = 14,5 \text{ KN} \end{cases}$$

II.5.3.4. Ferrailage :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.30. Ferrailage de la volée 2

| M_u (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{calculé}$ (cm ² /ml) | A^{min} (cm ² /ml) | $A^{adopté}$ (cm ² /ml) | St (cm) |
|-----------------|------------|----------|-------|--|------------------------------------|---------------------------------------|------------|
| 15,11 | 0,054 | 0,069 | 0,136 | 3,19 | 1,69 | 5HA10 = 3,93 | 20 |

- **Vérification à l'ELU**

➤ **Armature de répartition :** $A_{repartition} \geq \frac{A_{principales}}{4}$

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 3HA8 = 1,51 cm²

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

II.5.3.5. Vérification à l'ELU

➤ **L'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Tableau II.32. Vérification des contraintes à l'ELS

| M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|---|
| 10,89 | 3,44 | 8787,11 | 4,26 | 15 | Vérifiée |

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **L'état limite de déformation :**

$$1) \frac{e}{l} = \frac{0,16}{1,5} = 0,11 > \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right)$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0,0028 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

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

II.5.3.6. Schémas de ferrailage de volée 2 (consol) :

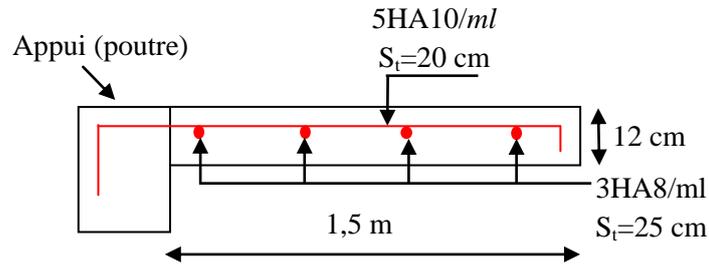


Figure. II.18. Schéma de ferrailage de l'escalier de consol

II.5.3.7. Schémas de ferrailage de volée 1 et 3 :

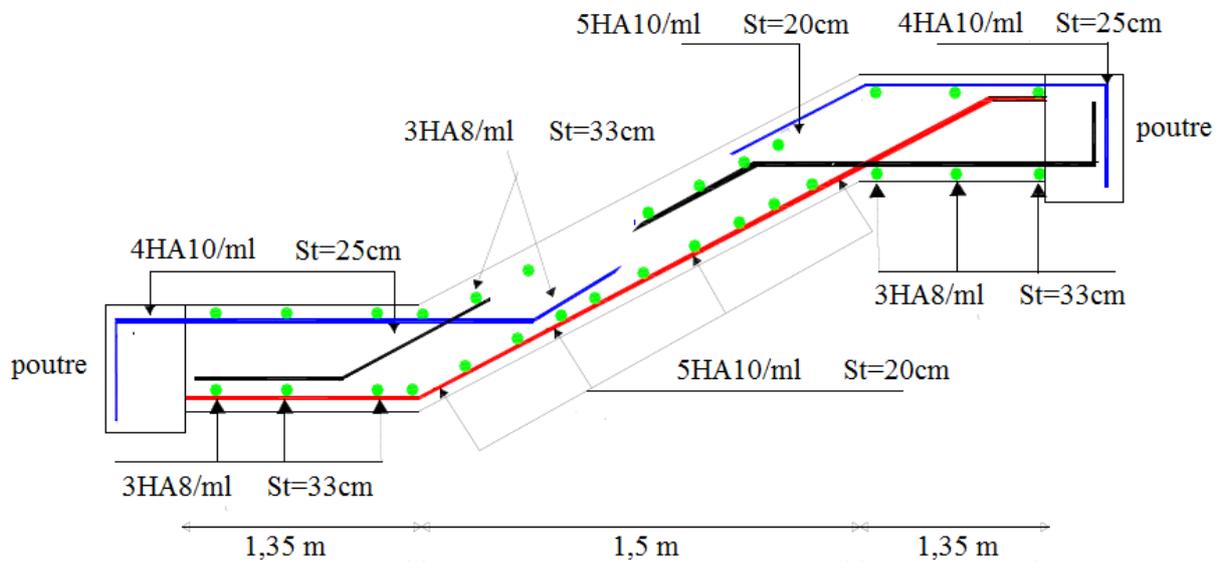


Figure. II.19. Schéma de ferrailage volée 1 et 3

II.5.4. Etude de la poutre brisée :

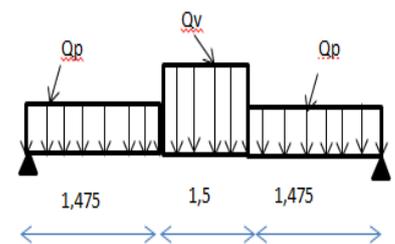
$$L = 1,475 + (1,5 / \cos 34,21) + 1,475$$

$$L = 4,76 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 31,73 \leq h \leq 47,6 ;$$

Soit $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

La poutre brisée soumise à la flexion simple.



II.5.4.1. Calcul de à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmises par les escaliers :

$$g_0 = 25 \times 0,45 \times 0,4 = 4,5 \text{ KN/m}$$

$$g_1 = 25 \times 0,4 \times 0,45 / (\cos 34,21) = 5,44 \text{ KN/m}$$

En plus elle est soumise aux charges

Transmise par l'escalier

$$R_b = 25,04 \text{ KN/ml et } R_c = 20,14 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul les sollicitations :**

Tableau II.33. Récapitulatif de sollicitations.

| R_A (KN) | R_B (KN) | $X(m)$ | M_0 (KN.m) | M_a (KN.m) | M_t (KN.m) | V_u (KN) |
|---------------|---------------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|
| 62,73 | 62,78 | 2,12 | 66,6 | 33,3 | 49,35 | 62,73 |

II.5.4.2. Ferrailage :

Tableau II.34. Résultat des Ferrailage à la flexion simple.

| Position | M_u (KN.m) | μ_{bu} | A | Z(m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) |
|----------|-----------------|------------|-------|-------|------------------------------------|------------------------------------|
| Travée | 49,35 | 0,06 | 0,077 | 0,368 | 3,85 | 1,84 |
| appui | 33,3 | 0,041 | 0,052 | 0,372 | 2,57 | 1,84 |

• **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,412 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Armature transversales :**

$$st < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm}, \text{ soit } st = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times st}{400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times st}{0,8 \times f_e} = -0,545 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } A_t = 0,8 \text{ cm}^2$$

II.5.4.3. Calcul à la torsion :

➤ **Calcul les sollicitations :**

Le moment maximum aux appuis : $M_a = 18,73 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion : $M_a = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{18,73 \times 4,45}{2} = 41,67 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul les contrainte dues à la torsion :**

$$\tau_{ut} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec $e = \frac{1}{6} \times b = 6,66 \text{ cm}$ et $\varphi = (b - e)(h - e) = 1278,25 \text{ cm}^2$

$$\tau_{ut} = \frac{41,67 \times 10^{-3}}{2 \times 0,127825 \times 0,0666} = 2,447 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0,412)^2 + (2,447)^2} = 2,48 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armature longitudinale en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{41,67 \times 10^{-3} \times 1,4336}{2 \times 0,127825 \times 348} = 6,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature longitudinale en torsion :**

$$\frac{A_l \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \quad \text{Si on fixe } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{41,67 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 0,127825 \times 400} = 0,937 \text{ cm}^2$$

II.5.4.4. Ferrailage de la poutre brisée :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_l^t = A_l^{\text{flexion}\dots\text{simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{Torsion}} \Rightarrow A_l^t = 3,85 + \frac{1}{2} \times 6,71 = 7,21 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 + 3HA14 = 8,01 cm²**

En appuis :

$$A_l^a = A_l^{\text{flexion}\dots\text{simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{Torsion}} \Rightarrow A_l^a = 2,57 + \frac{1}{2} \times 6,71 = 5,93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,16 cm²**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}\dots\text{simple}} + A_t^{\text{Torsion}} \Rightarrow A_t = 0,8 + \times 0,937 = 1,74 \text{ cm}^2$$

Soit : **2 cadres Ø8 = 2 cm²**

II.5.4.5. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte de béton :**

Tableau II.35. Vérification des contraintes à l'ELS

| Position | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|-----------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|---|
| En travée | 38,53 | 12,37 | 104163,57 | 4,57 | 15 | Vérifiée |
| En appui | 25,69 | 11,14 | 85095,79 | 3,36 | 15 | Vérifiée |

➤ **L'état limite de déformation :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{445} = 0,1 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{38,53}{15 \times 51,37} \rightarrow 0,1 > 0,05 \dots \dots \dots \text{vérifier}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3,6}{f_e} \rightarrow 0,005 < 0,009 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.5.4.6. Schéma de ferrailage

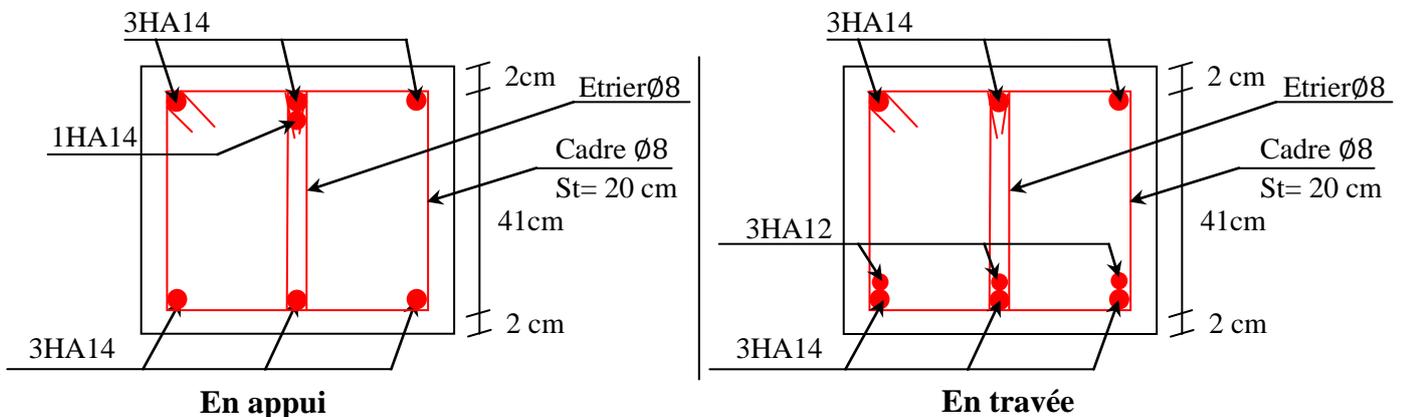


Figure II.20. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

II.5.5. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un mur réalisé en béton armé il se calcul comme un consol encastré dans le plancher soumis à son poids propre (G) ; une force sismique (F_p) et une charge d'entretien Q.

II.5.5.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.

- L'acrotère sera calculé en flexion composée.
- Le calcul de l'acrotère se fait sous des combinaisons suivantes :
 - ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$
 - ✓ ELA : $G + Q + E$

II.5.5.2. Evaluation des charges :

- Le poids propre : il est déjà calculé
 $G = 2,21 \text{ KN/ml}$
- La force sismique F_p :
D'après le **RPA93/version 2003** la force sismique pour Les éléments non structuraux doit être calculé en basant Sur la formule suivant :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

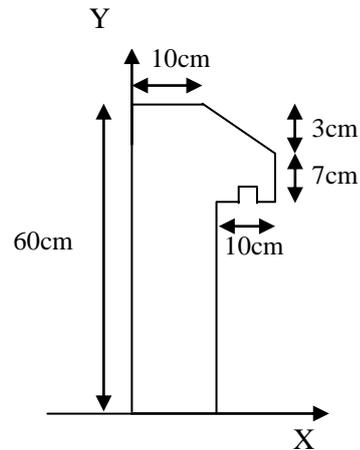


Figure II.21. Coupe transversale de l'acrotère.

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,21 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

D'où **$F_p = 1,06 \text{ KN}$**

- La charge d'entretien Q
 $Q = 1 \text{ KN}$

II.5.5.3. Calcul des sollicitations

➤ Calcul du centre de gravité : $\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 6,204 \text{ cm} \\ Y_G = 33,014 \text{ cm} \end{array} \right.$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2,21 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,35 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Tableau II.36. Combinaisons d'action de l'acrotère.

| Combinaisons Sollicitations | ELU Accidentelle | ELU | ELS |
|--------------------------------|------------------|--------------|-------|
| | G + Q + E | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN) | 2,21 | 2,98 | 2,21 |
| M (KN.m) | 0,95 | 0,9 | 0,6 |

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u\text{acc}}}{N_{u\text{acc}}} = \frac{0,95}{2,21} = 0,429 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C), le calcul se fait à la flexion simple.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,00864 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0,429 + 0,02 + 0,00864 = 0,457 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,21 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,21 \times 0,457 = 1,01 \text{ KN.m}$$

II.5.5.4. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

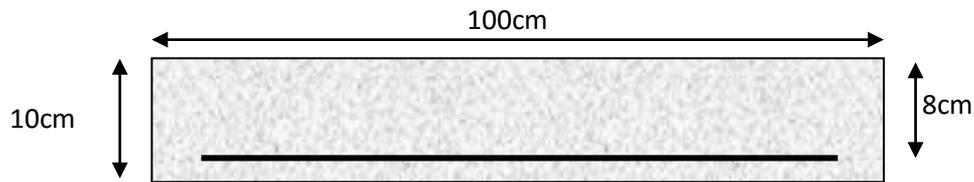


Figure II.22. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0119 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,015 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,075 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,409 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,08 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} > A_s$$

On ferraille avec $A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $st = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $st = 25 \text{ cm}$

II.5.5.5. Vérifications nécessaires

❖ Vérification à l'ELU

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,06 + 1 = 2,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Vérifié

❖ Vérifications à l'ELS

Calcul l'excentricité e_{ser}

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,21} = 0,27 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \Rightarrow SPC$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma = \frac{N \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_{ser} - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,27 - 0,05 = 0,22 \text{ m} \quad (\text{avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,148 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = -0,019 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,22 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3824 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,3796 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = -0,0027 \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,44 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 88,91^\circ \end{cases}$$

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \Leftrightarrow \quad 0,22 \leq y_c \leq 0,27$$

Donc, on prend $y_c = 0,3824 \Rightarrow y = 0,1624 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15A(d-y) = 0,0134 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,21 \times 10^{-3}}{1,34 \times 10^{-2}} \times 0,1624 = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.5.5.6. Schémas de ferrailage

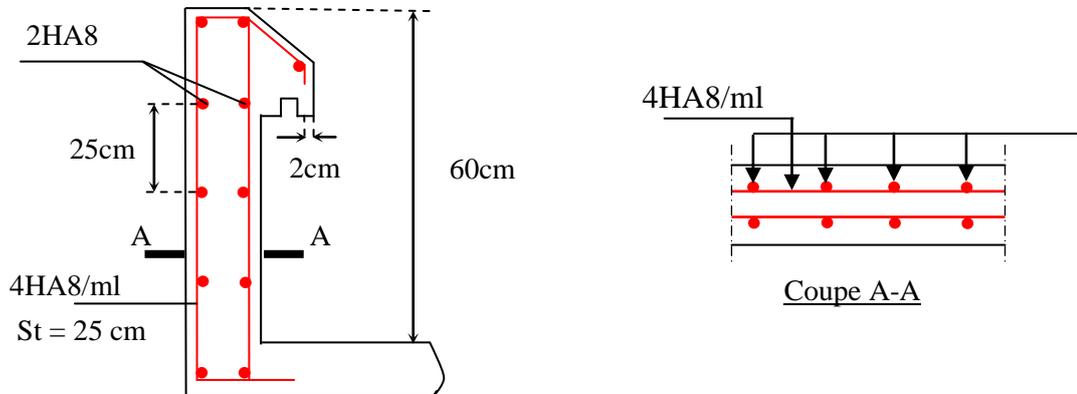


Figure II.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.5.6. Etude de la poutre de chaînage :

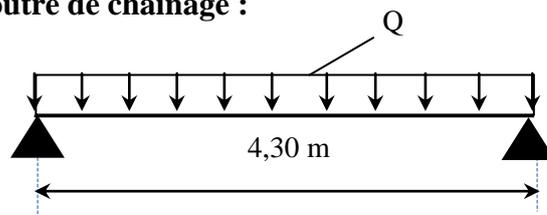


Figure II.24. Schéma statique de la poutre de chaînage

II.5.6.1. Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (art 9.3.3) : $h \geq 20 \text{ cm}$ et $b = \frac{2}{3} \times h \Rightarrow$ soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

II.5.6.2. Calcul des sollicitations :

$$P_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$P_{mur} = 2,81 \times (3,06 - 0,35) = 7,62 \text{ KN/ml}$$

$$ELU: \begin{cases} q_u = 1,35(P_p + P_{mur}) = 13,83 \text{ KN/m} \\ M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 31,96 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$ELU: \begin{cases} q_s = (P_p + P_{mur}) = 10,25 \text{ KN/m} \\ M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 23,69 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 29,73 \text{ KN/m}$$

Moments corrigés :

$$\text{travée: } \begin{cases} M_u = 0,85 M_u = 27,17 \text{ KN/m} \\ M_s = 0,85 M_s = 20,14 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$\text{appuis: } \begin{cases} M_u = -0,5 M_u = -15,98 \text{ KN/m} \\ M_s = -0,5 M_s = -11,85 \text{ KN m} \end{cases}$$

II.5.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Le calcul du ferrailage de la poutre se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.37. Moments et ferrailages correspondant

| Position | M (KN.m) | Pivot | μ_{bu} | α | Z (m) | A^{cal} (cm ²) | A^{min} (cm ²) | A^{adop} (cm ²) |
|----------|----------|-------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| Travée | 27,17 | A | 0,062 | 0,08 | 0,309 | 2,52 | 1,15 | 4HA10 = 3,14 |
| Appui | - 15,98 | | 0,036 | 0,045 | 0,314 | 1,46 | 1,15 | 3HA8 = 1,51 |

II.5.6.4. Vérifications à l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi l \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi l; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(\frac{35}{35}, 0,8; \frac{30}{10}\right), \text{ on adopte pour: } A_t = \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

$$- St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 28,88 \text{ cm}$$

Donc on prend $St = 20 \text{ cm}$

II.5.6.5. Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Tableau II.38. Vérification des contraintes

| Position | M_{ser} (KN.m ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|-----------|--------------------------------|--------|----------------------|--|
| En travée | 20,14 | 7,8 | 26882,71 | $5,84 \leq 15$ |
| En appui | 11,85 | 6,14 | 16960,15 | $4,29 \leq 15$ |

➤ **L'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{430} = 0,081 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0,081 \geq 0,0566 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{d \times b_0} < \frac{3,6}{f_e} = 0,0078 < 0,009 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée

II.5.6.6. Schémas de ferrailage

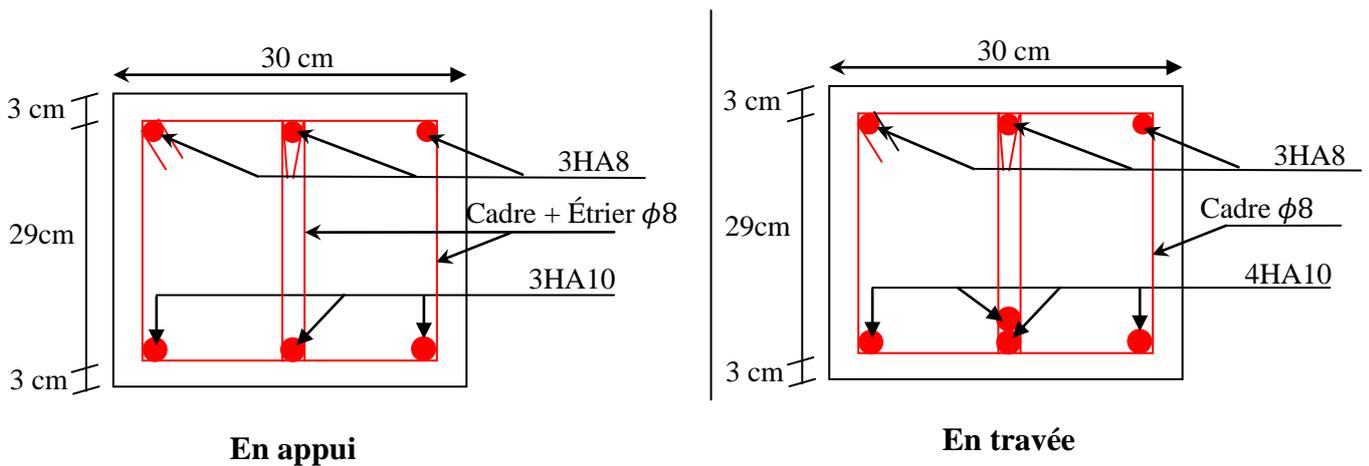


Figure II.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

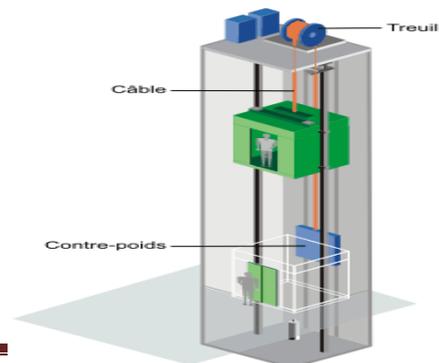
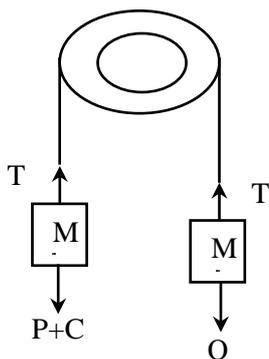
II.5.7. Etude de la dalle de L'ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur est composé de deux éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

Longueur L = 190 cm

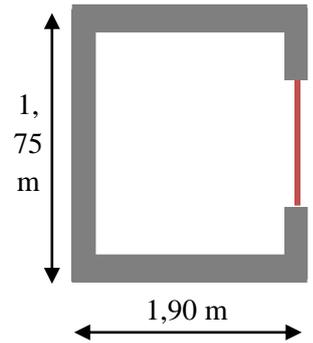
Largeur l = 175 cm

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.



II.5.7.1. Les caractéristiques

- V= 0,63 m/s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 50 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.



- largeur × longueur = (1,75 ×1,90) m² dimensions de la gaine. **Figure II.27.**Coupe transversale d'ascenseur
- le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg

on définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec : P = D_m+ P_m+ P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 KN.

II.5.7.2. Dalle de salle machine (locale)

- e₀: épaisseur de la dalle
- e: épaisseur de revêtement
- a₀ et U sont || à l_x
- b₀ et V sont || à l_y

La charge concentrée p est appliquée a la surface de la dalle sur une aire a₀×b₀ elle agit uniformément sue une aire u×v situe sur le plan moyen de la dalle.

a₀×b₀ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

u×v : Surface d'impact.

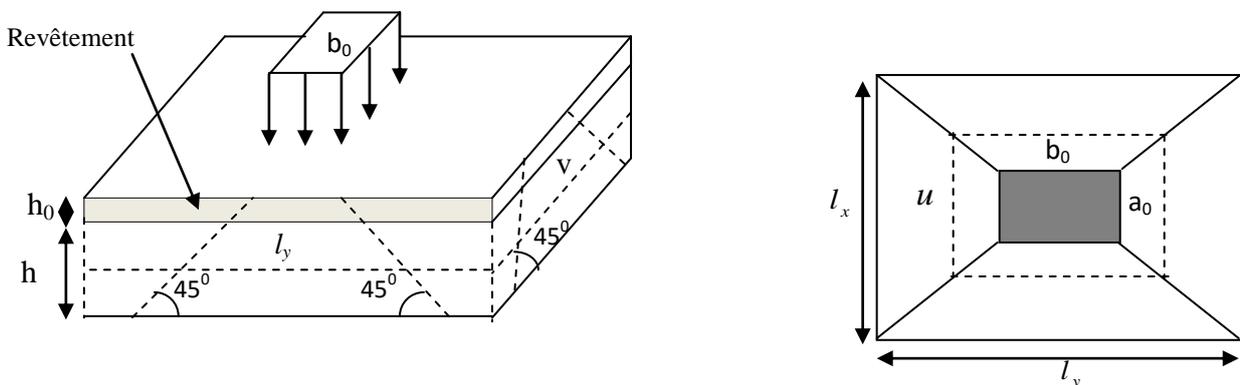


Figure II.28. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + e_0 + 2\xi \times e \\ V = b_0 + e_0 + 2\xi \times e \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant.

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 6 = 103 \text{ cm} \\ V = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 6 = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul à l'ELU**

• **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 ; U/l_x = 103/185 = 0,57 ; V/l_y = 103/190 = 0,54$$

$$\text{Soit } M_1 = 0,085 \quad M_2 = 0,067$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 64,3 = 86,81 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,085 \times 86,81 \times (1,03 \times 1,03) \Rightarrow M_1^x = 7,83 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,067 \times 86,81 \times (1,03 \times 1,03) \Rightarrow M_1^y = 6,17 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0447$$

$$\mu_y = 0,8036$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 6 cm)

$$G = 6,52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 1 = 10,3 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0447 \times 10,3 \times 1,75^2 = 1,41 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,8036 \times M_2^x = 1,13 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7,83 + 1,41 = 9,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,17 + 1,13 = 7,30 \text{ KN.m}$$

II.5.7.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 7,85 \text{ KN.m} \quad M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,77 \text{ KN.m} \quad M_{tx} = M_{ty} = -0,3 M_x = -2,19 \text{ KN.m}$$

Tableau II.39. Ferrailage de la dalle D'ascenseur

| Position | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A^{cal} (cm^2) | A^{min} (cm^2) | A^{adop} (cm^2) |
|----------|-------------|------------|----------|----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Travée | 7,85 | 0,038 | 0,048 | 0,118 | 1,91 | 1,45 | 4HA8 = 2,01 |
| | -2,77 | 0,014 | 0,018 | 0,119 | 0,67 | 1,45 | 3HA8 = 1,51 |
| Appui | 6,21 | 0,03 | 0,038 | 0,118 | 1,51 | 1,45 | 4HA8 = 2,01 |
| | -2,19 | 0,011 | 0,014 | 0,119 | 0,053 | 1,45 | 3HA8 = 1,51 |

➤ **Calcul de l'espacement :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(3e : 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$

$St = 33\text{cm} \leq \min(4e : 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91 (article A.5.2,42)**, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) = 412\text{cm}$$

$$P_u = 86,83 < 432,6 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_V = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{86,83}{3 \times 1,03} = 28,1 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

II.5.7.4. Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 7,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0447 \times 7,52 \times 1,75^2 = 1,03 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,8036 M_2^y = M_2^x = 0,83 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 5,87 + 1,03 = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 4,57 + 0,83 = 5,4 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -1,62 \text{ KN.m}$$

Tableau II.40. Vérifications des contraintes à l'ELS

| Position | M_x (KN.m) | A_s cm^2 | y (cm) | I cm^4 | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------|-----------------|-----------------|-------------|---------------|---|-------------|
| Travée | 5,14 | 2,01 | 2,4 | 3239,14 | 3,8 < 15 | Vérifiée |
| | -1,82 | 1,51 | 2,11 | 2528,57 | 1,52 < 15 | Vérifiée |
| Appui | 4,59 | 2,01 | 2,4 | 3239,14 | 3,8 < 15 | Vérifiée |
| | -1,62 | 1,51 | 2,11 | 2528,57 | 1,35 < 15 | Vérifiée |

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l} = \frac{0,14}{1,75} = 0,08 > \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0017 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.5.7.5. Schémas de ferrailage

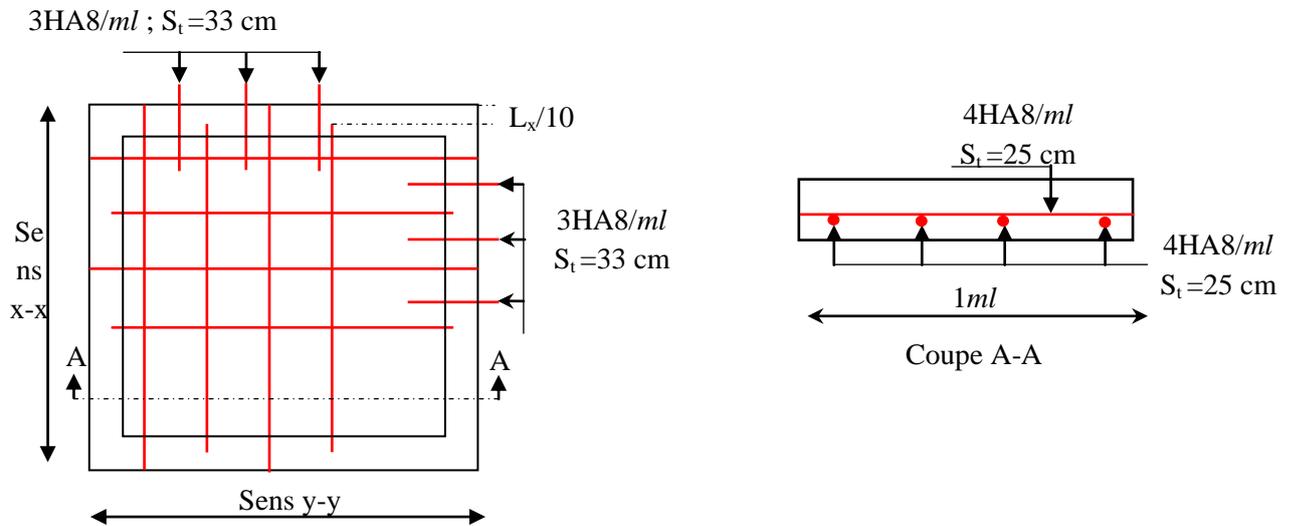


Figure II.17. Schéma de ferrailage du local machine

II.5.7.6. Dalle au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (175×190 et e=14cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 6,52 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,75 \times 1,9} = 15,04 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 21,51 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 29,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0447 ; \mu_y = 0,8036$$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0447 \times 29,04 \times 1,75^2 = 3,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8036 M_x = 3,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -1,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -0,96 \text{ KN.m}$$

II.5.7.7. Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.41. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

| Position | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A^{cal} (cm^2) | A^{min} (cm^2) | A^{adop} (cm^2) |
|----------|-------------|------------|----------|----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Travée | 3,38 | 0,017 | 0,021 | 0,119 | 0,82 | 1,45 | 3HA10 = 2,36 |
| | -1,19 | 0,0058 | 0,0073 | 0,2 | 0,17 | 1,45 | 3HA8 = 1,51 |
| Appui | 2,72 | 0,013 | 0,016 | 0,119 | 0,67 | 1,45 | 3HA10 = 2,36 |
| | -0,96 | 0,0047 | 0,0059 | 0,2 | 0,14 | 1,45 | 3HA8 = 1,51 |

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$St = 33cm \leq \min(3e : 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

$$St = 33cm \leq \min(4e : 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

II.5.7.8. Calcul à l'ELS

$$P_s = 21,51 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0447 \times 21,51 \times 1,75^2 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8036 M_x = 2,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 2,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -0,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -0,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.42. Vérification des contraintes

| Position | M_x (KN.m) | A_s cm^2 | y (cm) | I cm^4 | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------|-----------------|-----------------|-----------|-------------|---|-------------|
| Travée | 2,5 | 2,36 | 2,58 | 3713,72 | 1,74 < 15 | Vérifiée |
| | -0,88 | 1,51 | 2,11 | 2528,57 | 0,73 < 15 | Vérifiée |
| Appui | 2,00 | 2,36 | 2,59 | 3713,73 | 1,39 < 15 | Vérifiée |
| | -0,71 | 1,51 | 2,11 | 2528,57 | 0,59 < 15 | Vérifiée |

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} = \frac{0,14}{1,75} = 0,08 > \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.5.7.8. Schémas de ferrailage

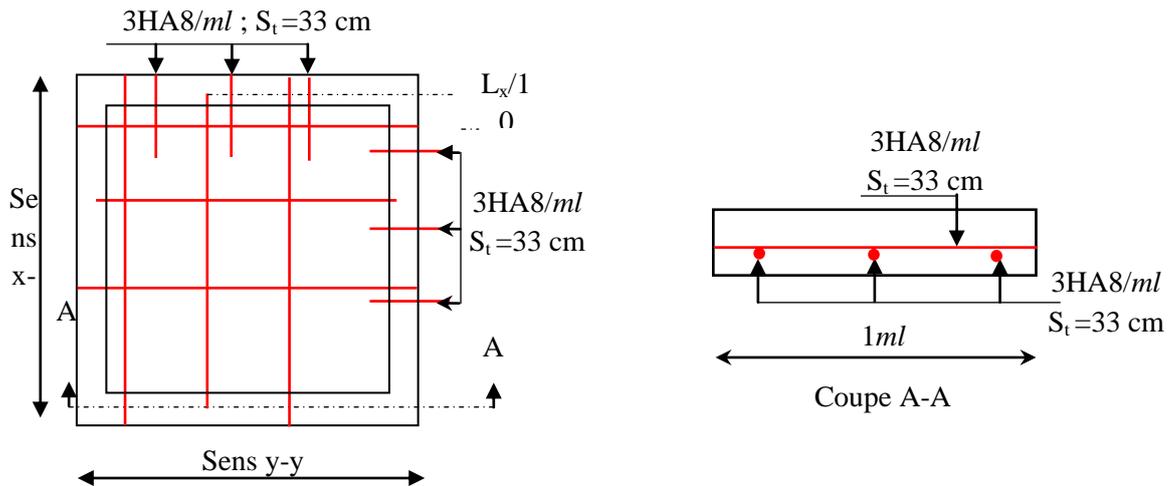


Figure II.29. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Chapitre III

III.1 Introduction :

Le séisme provient des vibrations du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par des contraintes exercées sur les roches. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face à des charges sismiques, on fait appel à un système de contreventement.

Face à ce phénomène, l'étude dynamique des structures consiste à adapter les constructions à l'environnement naturel, et les renforcer pour mieux résister afin de réduire l'impact de ce dernier.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+6 avec deux entre sol contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel **ETABS 2016**.

III.2 Méthodes utilisables :

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes :

- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ✚ Méthode statique équivalent.

III.2.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

III.2.2 Méthode dynamique :

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

III.2.2 Méthode spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Néanmoins on procède au calcul de la force sismique par la méthode statique dans le but de la comparer avec celle obtenue par la méthode spectrale modale.

III.3 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = (A \times D \times Q) / R \times W \quad \text{RPA99 (2003) art (4.2.3)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \text{ RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

On a un sol ferme (site S2) $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

η : Facteur de correction de l'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte :

$$\xi = 7 \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88$$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} = 0,61 \text{ s} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.4)} \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.7)} \end{cases}$$

$H = 28,39 \text{ m}$: Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_y = 12,55 \text{ m} \\ L_x = 20,7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,56 \text{ s} \\ T_y = 0,72 \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,61 \text{ s}, 0,56 \text{ s}) = 0,56 \text{ s} \\ T_y = \min(0,61 \text{ s}, 0,72 \text{ s}) = 0,61 \text{ s} \end{cases}$

Et la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = 1,3 \times 0,56 = 0,73 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times 0,61 = 0,793 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,76 \\ D_y = 1,66 \end{cases}$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $\mathbf{R} = 5$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \mathbf{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

\mathbf{P}_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Tableau III .1. Valeurs des pénalités

| Critère (q) | Observé | $P_q/x-x$ | Observé | $P_q/y-y$ |
|---|---------|-----------|---------|-----------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventements | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 2- Redondance en plan | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 3- Régularité en plan | Non | 0,05 | Non | 0,05 |
| 4- Régularité en élévation | Non | 0,05 | Non | 0,05 |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécutions | Oui | 0,1 | Oui | 0,1 |

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \mathbf{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 27127,87 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1720,37 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1625,03 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13)}$$

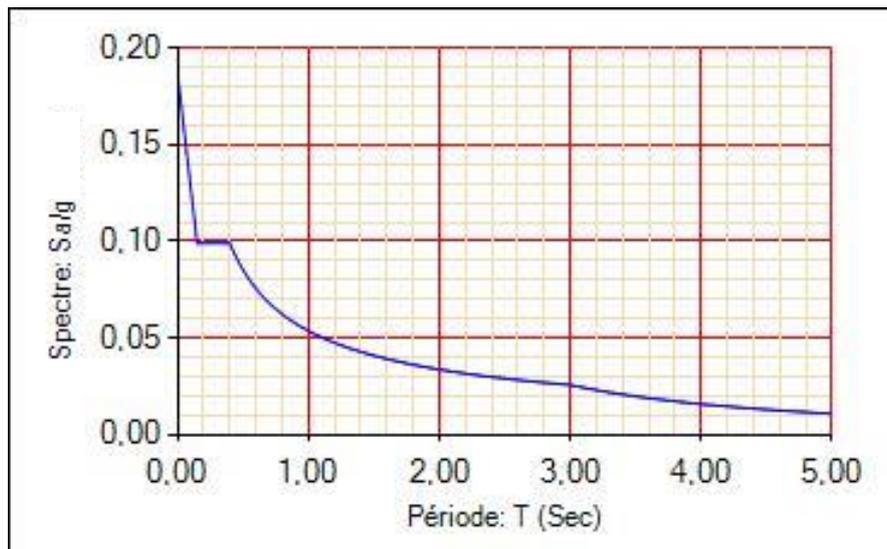


Figure III .1. Spectre de réponse XX et YY

III .5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modélisé notre structure est ETABS 2016. ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

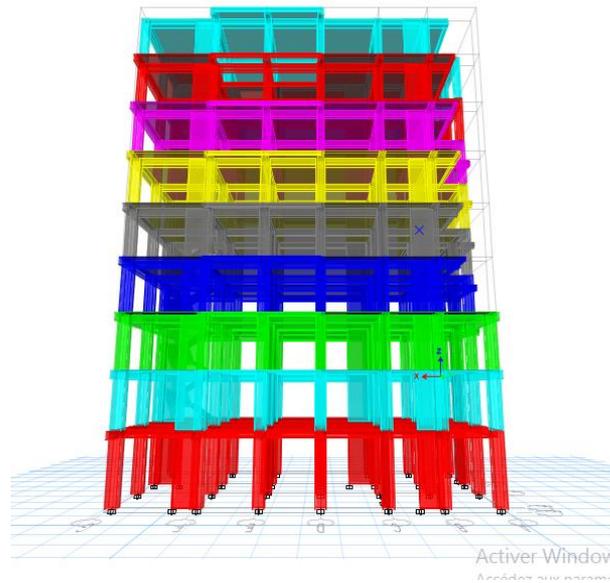


Figure III.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

III .5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La disposition des voiles retenue pour le bâtiment est représentée sur la figure ci-dessous (Fig. III.3). Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

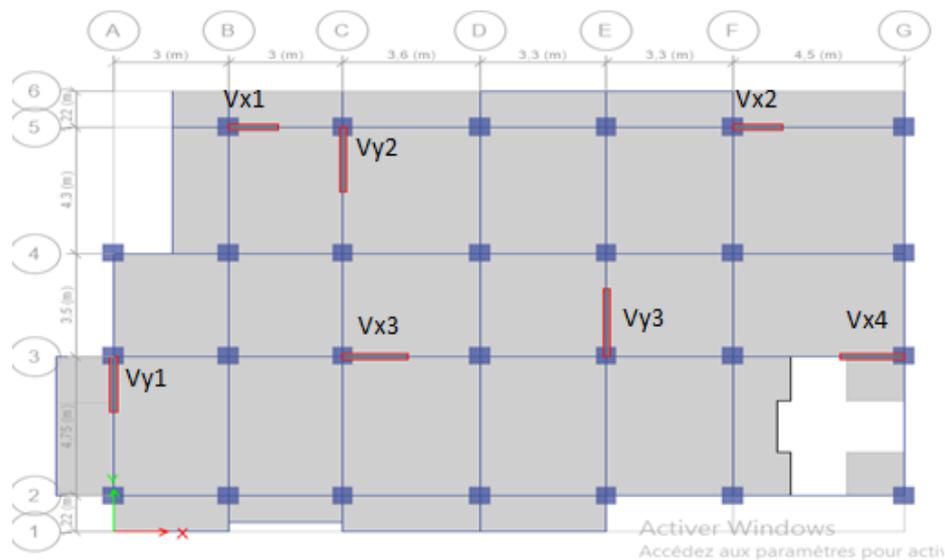


Figure III.3. Disposition des voiles

III .5.2. Mode de vibration et participation massique :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

| Mode | Période | mode individuelle | | Somme cumulée | |
|------|---------|-------------------|--------|---------------|--------|
| | | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
| 1 | 0,706 | 0,0005 | 0,74 | 0,0005 | 0,74 |
| 2 | 0,681 | 0,7671 | 0,0012 | 0,7676 | 0,7411 |
| 3 | 0,62 | 0,0089 | 0,012 | 0,7765 | 0,7531 |
| 4 | 0,227 | 0,0006 | 0,1028 | 0,7771 | 0,8559 |
| 5 | 0,226 | 0,1203 | 0,0007 | 0,8974 | 0,8566 |
| 6 | 0,205 | 0,00004983 | 0,0337 | 0,8975 | 0,8904 |
| 7 | 0,124 | 0,0043 | 0,0232 | 0,9017 | 0,9135 |
| 8 | 0,121 | 0,0437 | 0,0031 | 0,9454 | 0,9166 |
| 9 | 0,102 | 0,0001 | 0,0275 | 0,9456 | 0,9441 |
| 10 | 0,078 | 0,0038 | 0,0096 | 0,9494 | 0,9536 |
| 11 | 0,075 | 0,0216 | 0,0024 | 0,971 | 0,956 |
| 12 | 0,061 | 0,0001 | 0,0152 | 0,9711 | 0,9712 |

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon les axes, X et Y atteint les 90 % au bout du 7^{ème} mode.

III .5.2. Les modes de vibration :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y (T = 0,706 s).

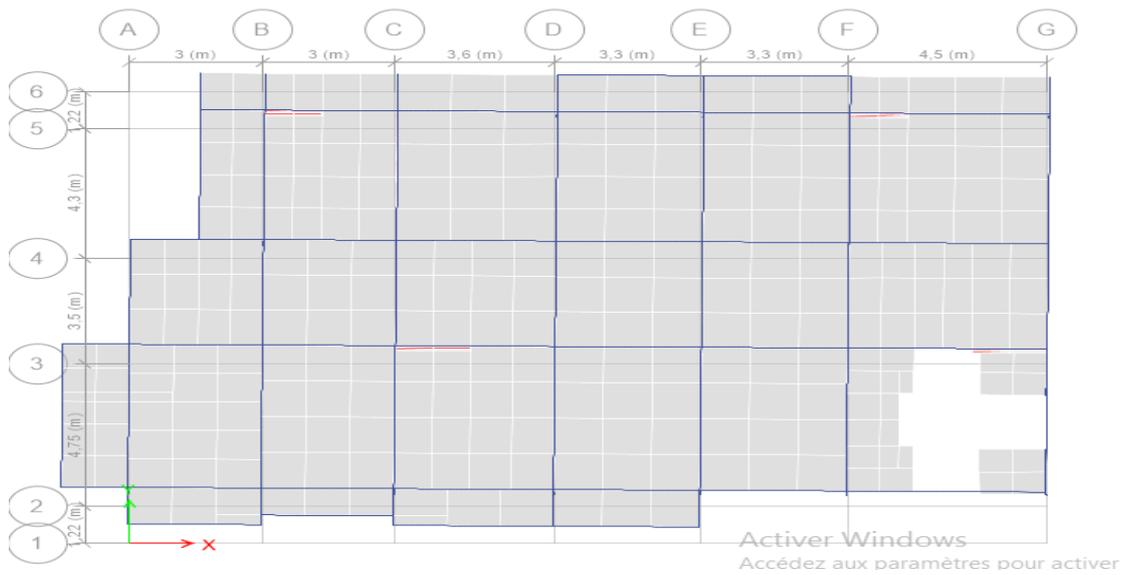


Figure III.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X ($T = 0,681$ s).

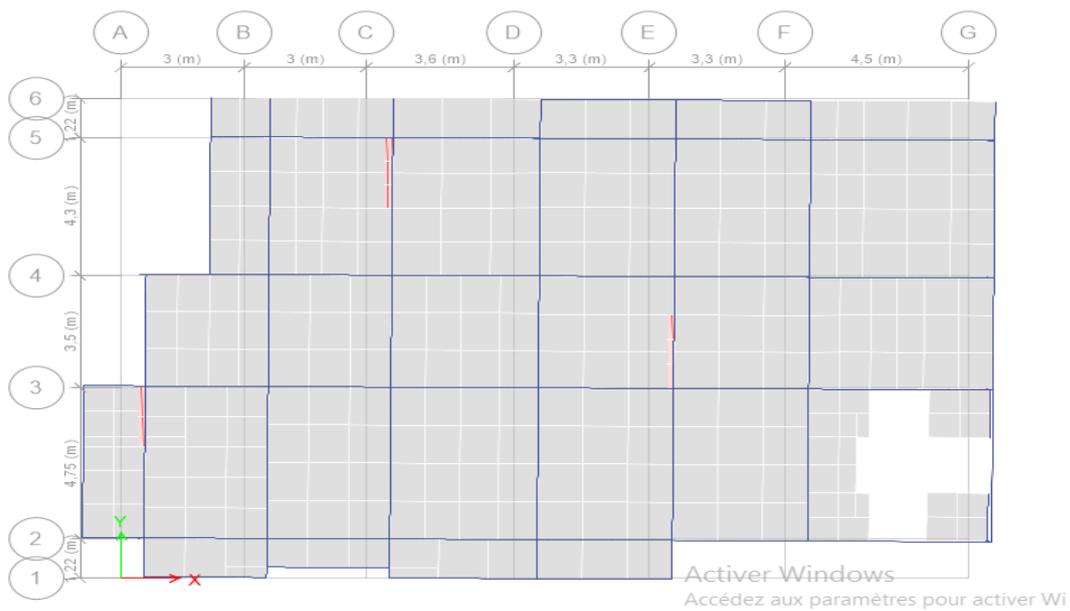


Figure III.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z. (T = 0,62 s)

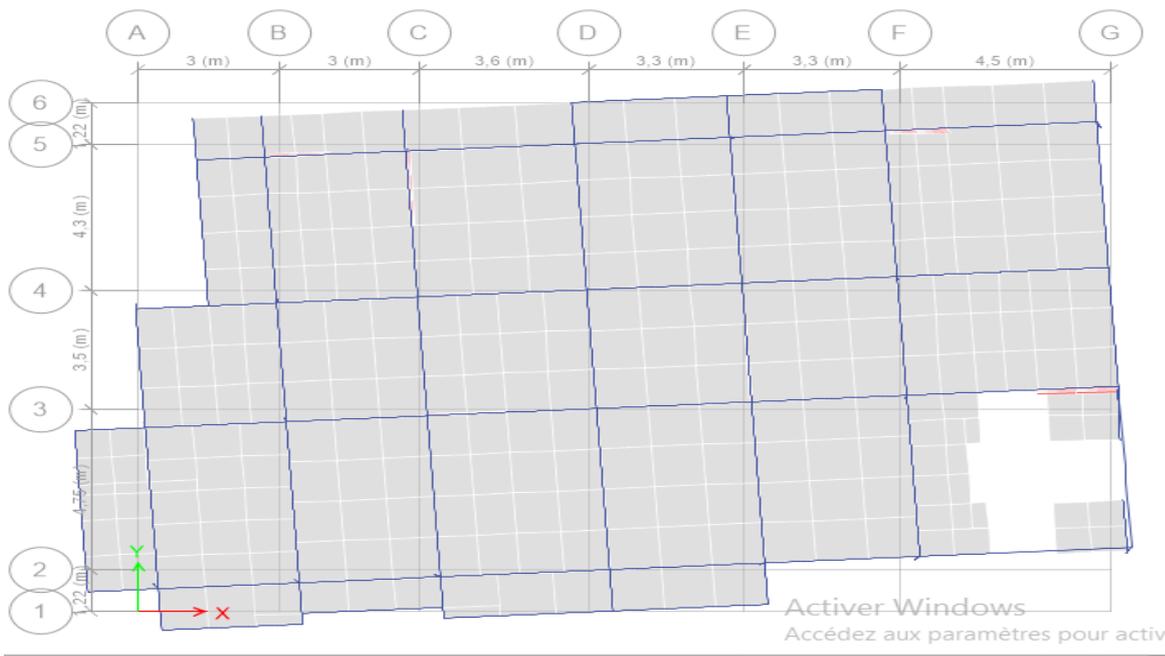


Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)

III.6. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

III.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

➤ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

➤ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau III.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

| Niveaux | Charges verticales (KN) | | (%) des charges verticales | |
|------------|-------------------------|-----------|----------------------------|--------|
| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
| Entresol 2 | -24511,1347 | -5222,965 | 82,43 | 17,57 |

Tableau III .4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

| Niveaux | Interaction selon X-X | | | | Interaction selon Y-Y | | | |
|-------------|-----------------------|----------|-------------------------------|--------|-----------------------|----------|-------------------------------|--------|
| | Charges horizontales | | (%) des charges horizontales | | Charges horizontales | | (%) des charges horizontales | |
| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
| 6 | 236,3691 | 58,093 | 80,27 | 19,73 | 261,9032 | 74,9936 | 77,73 | 22,27 |
| 5 | 364,5991 | 112,6749 | 76,39 | 23,61 | 331,9009 | 126,4158 | 72,42 | 27,58 |
| 4 | 411,0775 | 209,148 | 66,27 | 33,73 | 418,049 | 193,073 | 68,4 | 31,60 |
| 3 | 612,4328 | 178,9356 | 77,4 | 22,6 | 529,4097 | 253,4833 | 67,62 | 32,38 |
| 2 | 657,4423 | 275,2717 | 70,48 | 29,52 | 555,9839 | 375,0035 | 59,71 | 40,29 |
| 1 | 785,4955 | 269,2558 | 74,48 | 25,53 | 679,8423 | 370,0292 | 64,75 | 35,25 |
| RDC | 804,5103 | 353,5262 | 69,47 | 30,53 | 682,384 | 462,9728 | 59,28 | 40,42 |
| ES01 | 835,9286 | 412,7595 | 66,94 | 33,06 | 670,0368 | 541,7826 | 55,29 | 44,71 |
| ES02 | 776,5306 | 603,9667 | 56,24 | 43,76 | 653,9958 | 658,1389 | 49,84 | 50,16 |

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

Remarque : On remarque que la contribution des voiles dans la reprise des charges horizontales n'est pas très élevée notamment au-delà du premier étage .Ceci est principalement dû à la limitation du choix de la disposition des voiles tout en respectant le plan architectural.

III .6.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition du **RPA99/2003 (7.4.3.1)** suivant :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tel que :

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

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

fcj : la résistance caractéristique du béton.

Tableau III .5. Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux | B (m ²) | N (KN) | γ | Observation |
|---------|---------------------|---------|----------|-------------|
| ES 02 | 0,39 | 1779,11 | 0,182 | Vérifiée |
| ES 01 | 0,39 | 1474,67 | 0,151 | Vérifiée |
| RDC | 0,33 | 1269,31 | 0,153 | Vérifiée |
| 1 | 0,33 | 1073,51 | 0,130 | Vérifiée |
| 2 | 0,275 | 881,15 | 0,128 | Vérifiée |
| 3 | 0,275 | 698,77 | 0,101 | Vérifiée |
| 4 | 0,225 | 518,71 | 0,092 | Vérifiée |
| 5 | 0,225 | 344,76 | 0,061 | Vérifiée |
| 6 | 0,18 | 181,74 | 0,04 | Vérifiée |

III .6.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

| Force sismique à la base | V_{dyn} (KN) | $0,8 V_{st}$ (KN) | Observation |
|--------------------------|----------------|-------------------|--------------|
| Suivant X-X | 1326,46 | 1376,30 | Non vérifiée |
| Suivant Y-Y | 1241,52 | 1300,026 | Non vérifiée |

On voit bien que V_{dyn} est légèrement inférieure à $80\% V_{st}$, ceci implique une majoration de tous les paramètres de réponse par un coefficient égale à $0,8 V_{st} / V_{dyn}$ dans les deux sens.

III .6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

- δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure. RPA99/2003 (**Art4.43**).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Vérifications des déplacements de niveaux

| Niveau | h_k (m) | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | | |
|--------|--------------|-------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) |
| Story9 | 3,06 | 0,0118 | 0,059 | 0,055 | 0,004 | 0,0013 | 0,0139 | 0,069 | 0,064 | 0,005 | 0,0016 |
| Story8 | 3,06 | 0,0110 | 0,055 | 0,050 | 0,005 | 0,0016 | 0,0128 | 0,064 | 0,059 | 0,005 | 0,0016 |
| Story7 | 3,06 | 0,0100 | 0,050 | 0,044 | 0,006 | 0,0019 | 0,0118 | 0,059 | 0,051 | 0,008 | 0,0026 |
| Story6 | 3,06 | 0,0087 | 0,044 | 0,036 | 0,008 | 0,0026 | 0,0102 | 0,051 | 0,041 | 0,010 | 0,0033 |
| Story5 | 3,06 | 0,0073 | 0,036 | 0,029 | 0,007 | 0,0023 | 0,0083 | 0,041 | 0,031 | 0,010 | 0,0033 |
| Story4 | 3,06 | 0,0057 | 0,029 | 0,021 | 0,008 | 0,0026 | 0,0063 | 0,031 | 0,021 | 0,010 | 0,0033 |
| Story3 | 3,06 | 0,0041 | 0,021 | 0,013 | 0,008 | 0,0026 | 0,0043 | 0,021 | 0,011 | 0,010 | 0,0033 |
| Story2 | 3,06 | 0,0025 | 0,013 | 0,005 | 0,008 | 0,0026 | 0,0023 | 0,011 | 0,005 | 0,015 | 0,0049 |
| Story1 | 3,91 | 0,0010 | 0,005 | 0,000 | 0,005 | 0,0013 | 0,0010 | 0,005 | 0,00 | 0,005 | 0,0013 |

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III .6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (**ou effet P- Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: 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 $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

| Niveau | h_k (m) | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|--------|--------------|---------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | | | Δ_k | V_k (KN) | θ_K | Δ_k | V_k (KN) | θ_K |
| Story9 | 3,06 | 2399,8037 | 0,004 | 298,67 | 0,011 | 0,005 | 358,35 | 0,011 |
| Story8 | 3,06 | 4938,1413 | 0,005 | 466,83 | 0,017 | 0,005 | 449,45 | 0,018 |
| Story7 | 3,06 | 7921,9369 | 0,006 | 583,17 | 0,027 | 0,008 | 595,37 | 0,035 |
| Story6 | 3,06 | 11001,2503 | 0,008 | 751,78 | 0,038 | 0,010 | 766,55 | 0,047 |
| Story5 | 3,06 | 14080,5637 | 0,007 | 886,22 | 0,036 | 0,010 | 914,18 | 0,050 |
| Story4 | 3,06 | 17264,7296 | 0,008 | 1005,31 | 0,049 | 0,010 | 1033,95 | 0,055 |
| Story3 | 3,06 | 20541,8362 | 0,008 | 1103,89 | 0,049 | 0,010 | 1132,52 | 0,059 |
| Story2 | 3,06 | 23696,5275 | 0,008 | 1146,86 | 0,054 | 0,015 | 1197,75 | 0,097 |
| Story1 | 3,91 | 27127,8716 | 0,005 | 1378,77 | 0,025 | 0,005 | 1312,55 | 0,026 |

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

III .7. Conclusion :

La modélisation de notre structure s'est faite à l'aide de logiciel ETABS V14.L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique) vis-à-vis du RPA 99/V2003.

Nous avons vérifié les déplacements horizontaux l'effort normal réduit ainsi que l'effet du second ordre (l'effet P- Δ).

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de cette action au sien de l'ouvrage.

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

➤ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8G \pm E_x$
- $0,8G \pm E_y$

Dans notre cas les types de poutres a étudié sont :

- ✓ Poutres principales (35×40)
- ✓ Poutres secondaires (35×40)

IV.2.1. Recommandation du RPA99 :

IV.2.2. Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.

- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

IV.2.3. Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.2.4. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau IV.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires (35×40) cm²

| Niveau | Type de poutre | Section (cm ²) | Localis Ation | M (KN.m) | V (KN) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | N ^{bre} de barres |
|---------------------------------|-------------------|----------------------------|---------------|----------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|
| E-sol 02 | Poutre principale | 35×40 | Appui | 80,24 | 154,53 | 6,46 | 7 | 6,88 | 3HA14+2HA12 |
| | | | Travée | 83,49 | | 6,74 | | 6,88 | 3HA14+2HA12 |
| | Poutre secondaire | 35×40 | Appui | 78,70 | 94,55 | 6,32 | 7 | 6,88 | 3HA14+2HA12 |
| | | | Travée | 69,40 | | 5,53 | | 5,65 | 3HA12+2HA12 |
| E-sol 01+RDC et étages courants | Poutre principale | 35×40 | Appui | 95,93 | 162,77 | 7,81 | 7 | 8,01 | 3HA14+3HA12 |
| | | | Travée | 88,43 | | 7,16 | | 7,70 | 3HA14+2HA14 |
| | Poutre secondaire | 35×40 | Appui | 80,97 | 100,99 | 6,51 | 7 | 6,88 | 3HA14+2HA12 |
| | | | Travée | 76,32 | | 6,11 | | 6,88 | 3HA14+2HA12 |
| Terrasse | Poutre principale | 35×40 | Appui | 48,87 | 70,69 | 3,74 | 7 | 4,62 | 3HA14 |
| | | | Travée | 41,43 | | 3,23 | | 3,39 | 3HA12 |
| | Poutre secondaire | 35×40 | Appui | 34,89 | 34,82 | 2,66 | 7 | 4,62 | 3HA14 |
| | | | Travée | 22,19 | | 1,69 | | 3,39 | 3HA12 |

➤ **Armatures transversales**

• **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

• **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ *Vérifiée*

• **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

IV.2.5. Vérifications nécessaires

IV.2.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{max} = 54,4 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{max} = 84 \text{ cm}^2$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

IV.2.6. Vérifications à l'ELU

IV.2.6.1. Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min}=1,91 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min}=1,91 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

IV.2.6.2. Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Vérification des contraintes tangentielles

| Poutres | V^{\max} (KN) | τ_{bu} (Mpa) | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) | Observation |
|-------------|--------------------|----------------------|----------------------------|-------------|
| Principale | 162,77 | 1,16 | 3,33 | Vérifiée |
| Secondaires | 100,99 | 0,72 | 3,33 | Vérifiée |

IV.2.6.3. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

| Poutres | V^{\max} (KN) | M_a (KN.m) | A_l (cm ²) | A_l^{rive} (cm ²) | A_l^{inter} (cm ²) | Observation |
|-------------|--------------------|-----------------|-----------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Principale | 162,77 | 95,93 | 8,01 | 4,68 | - 3,38 | Vérifiée |
| Secondaires | 100,99 | 80,97 | 6,88 | 2,9 | - 3,90 | Vérifiée |

IV.2.7. Vérification à l'ELS :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

IV.2.7.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

| Poutres | Localisation | M^{ser} (KN.m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | Contraintes | | Observation |
|-------------|--------------|---------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|----------------|----------------------|-------------|
| | | | | | | σ (MPa) | $\bar{\sigma}$ (MPa) | |
| Principales | Travée | 44,48 | 6,88 | 12,3 | 89873 | 6,09 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | -47,95 | 6,88 | 12,3 | 89873 | 6,57 | 15 | Vérifiée |
| Secondaires | Travée | 30,72 | 5,65 | 11,35 | 77250 | 4,51 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | -32,01 | 6,88 | 12,3 | 89873 | 4,38 | 15 | Vérifiée |

IV.2.7.2. Vérification de l'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 29,45\text{cm} \\ A = 6,88\text{cm}^2 < A_f = 13,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 27,9 \text{ cm} \\ A = 6,88\text{cm}^2 < A_f = 13,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

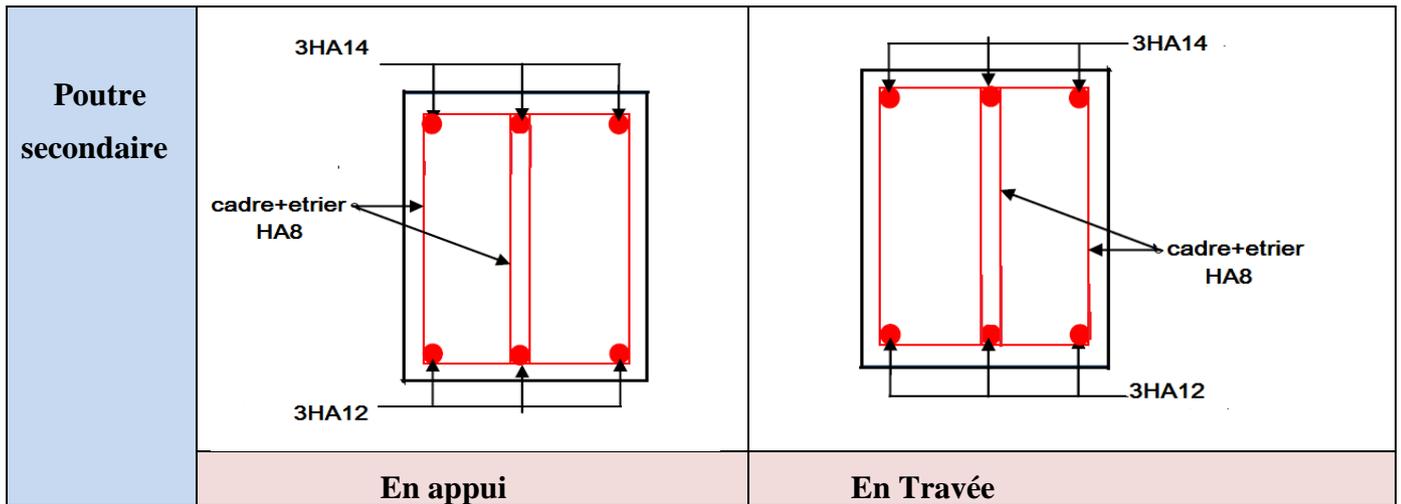
Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2.8. Schémas de ferrailage des poutres :

Tableau IV.5. Schémas de ferrailage des différentes poutres

| Entre sol 02 | | | |
|--------------------------|-----------------|------------------|--|
| Poutre principale | | | |
| | En appui | En Travée | |
| Poutre secondaire | | | |
| | En appui | En Travée | |

| Entre sol 01 + RDC +étages courants | |
|-------------------------------------|------------------|
| Poutre principale | |
| | En appui |
| Poutre principale | |
| | En Travée |
| Poutre secondaire | |
| | En appui |
| Poutre secondaire | |
| | En Travée |
| Terrasse inaccessible | |
| Poutre principale | |
| | En appui |
| Poutre principale | |
| | En Travée |



IV. 3. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV.3.1. Recommandations

IV.3.1.1. Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{min} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

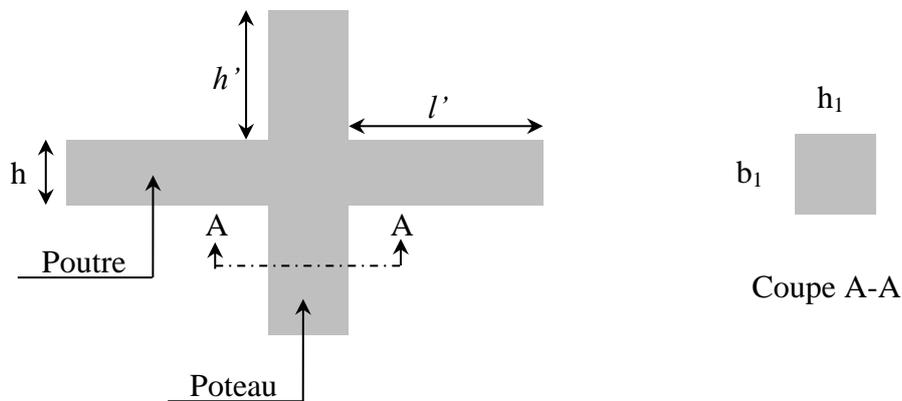


Figure IV.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

| Niveaux | Section du poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone Courante | Zone de recouvrement |
| E.Sol02 et E. Sol01 | 60×65 | 31,2 | 156 | 234 |
| RDC et 1 ^{ère} étage | 55×60 | 26,4 | 132 | 198 |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | 50×55 | 22 | 110 | 165 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 45×50 | 18 | 90 | 135 |
| 6 ^{ème} étage | 40×45 | 14,4 | 72 | 108 |

IV.3.1.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

✓ **En zone nodale** : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

✓ **En zone courante** : $t \leq 15 \phi_l^{min}$zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

IV. 3.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.7. Sollicitations dans les différents poteaux

| Niveaux | $N^{max} \rightarrow M^{corr}$ | | $N^{min} \rightarrow M^{corr}$ | | $M^{max} \rightarrow N^{corr}$ | | V (KN) |
|--|--------------------------------|----------|--------------------------------|---------|--------------------------------|----------|--------|
| | N (KN) | M(KN.m) | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N (KN) | |
| E.Sol02 et E. Sol01 | -2030,48 | - 112,36 | -499,8 | 96,02 | -112,36 | -2030,48 | 180,29 |
| RDC et 1 ^{ère} étage | -1269,31 | - 12,36 | -76,75 | 87,69 | 96,33 | 246,43 | 172,27 |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | -881,5 | - 17,1 | -101,74 | 65,46 | 74,63 | - 208,72 | 131,65 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | -518,72 | - 15,53 | -0,66 | 19,51 | 57,23 | -150,06 | 98,52 |
| 6 ^{ème} étage | -181,74 | - 18,22 | -33,61 | 10,15 | 38,93 | -62,37 | 28,56 |

IV.3.3. Calcul du ferrailage :

IV.3.1.1. Ferrailage longitudinal :

Tableau IV.8. Ferrailage longitudinal des poteaux

| Niveaux | Section (cm ²) | A^{cal} (cm ²) | A^{min} (cm ²) | A^{adop} (cm ²) | Choix des barres |
|--|----------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| E.Sol02 et E. Sol01 | 60×65 | 29,98 | 31,2 | 32,17 | 16HA16 |
| RDC et 1 ^{ère} étage | 55×60 | 18,78 | 26,4 | 28,4 | 8HA16+8HA14 |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | 50×55 | 13,63 | 22 | 22,24 | 8HA16+4HA14 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 45×50 | 8,42 | 18 | 18,47 | 12HA14 |
| 6 ^{ème} étage | 40×45 | 3,89 | 14,4 | 15,21 | 4HA14+8HA12 |

IV.3.3.2. Ferrailage transversales :

Tableaux IV.9. Ferrailage transversales des poteaux

| Sections | ϕ_l^{min} (cm) | l_f (cm) | λ_g | V (KN) | t_{zn} (cm) | t_{zc} (cm) | ρ | A_t (cm ²) | A_t^{min} (cm ²) | A_t^{adop} (cm ²) | Choix des barres |
|----------|------------------------|---------------|-------------|-------------|------------------|------------------|--------|-----------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|------------------|
| 60×65 | 1,6 | 273,7 | 4,56 | 180,29 | 15 | 15 | 3,75 | 3,9 | 3,99 | 4,71 | 6HA10 |
| 55×60 | 1,4 | 214,2 | 3,89 | 172,27 | 10 | 15 | 3,75 | 4,04 | 5,22 | 5,50 | 7HA10 |
| 50×55 | 1,4 | 214,2 | 4,28 | 131,65 | 10 | 15 | 3,75 | 3,36 | 3,96 | 4,71 | 6HA10 |
| 45×50 | 1,4 | 214,2 | 4,76 | 98,52 | 10 | 15 | 3,75 | 2,77 | 2,7 | 3,02 | 6HA8 |
| 40×45 | 1,2 | 214,2 | 4,76 | 28,56 | 10 | 15 | 3,75 | 0,89 | 2,43 | 3,02 | 6HA8 |

IV.3.4. Vérifications nécessaires

IV.3.4.1. Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification au flambement des différents poteaux

| Section | N (KN) | i (m) | λ | α | $(B_r \geq B_r^{calc})$ | | Observation |
|---------|---------|-------|-----------|----------|-------------------------|--------------|-------------|
| | | | | | B_r | B_r^{calc} | |
| 60×65 | 2030,48 | 0,173 | 15,82 | 0,817 | 0,3454 | 0,1086 | Vérifiée |
| 55×60 | 1269,31 | 0,159 | 13,47 | 0,826 | 0,3074 | 0,0671 | Vérifiée |
| 50×55 | 881,50 | 0,144 | 14,88 | 0,820 | 0,2544 | 0,0469 | Vérifiée |
| 45×50 | 518,72 | 0,130 | 16,48 | 0,814 | 0,2064 | 0,0278 | Vérifiée |
| 40×45 | 181,74 | 0,115 | 18,63 | 0,804 | 0,1634 | 0,0098 | Vérifiée |

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

IV.3.4.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{yy}} \times V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

On a $A' = 0$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton

| Section | d (cm) | A (cm ²) | V (cm) | V' (cm) | I _{yy} (m ⁴) | N _{ser} (MN) | M _{ser} (MN.m) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Observation |
|---------|--------|----------------------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| 60×65 | 63 | 32,17 | 35,85 | 29,15 | 0,0177 | 1,291 | 0,00596 | 3,43 | 15 | Vérifiée |
| 55×60 | 58 | 28,40 | 33,20 | 26,8 | 0,0128 | 0,925 | 0,00890 | 3,03 | 15 | Vérifiée |
| 50×55 | 53 | 22,24 | 30,25 | 24,75 | 0,0085 | 0,642 | 0,01242 | 2,78 | 15 | Vérifiée |
| 45×50 | 48 | 18,47 | 27,52 | 22,48 | 0,0060 | 0,378 | 0,01128 | 2,20 | 15 | Vérifiée |
| 40×45 | 43 | 15,21 | 24,80 | 20,20 | 0,0038 | 0,133 | 0,01326 | 1,6 | 15 | Vérifiée |

IV.3.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

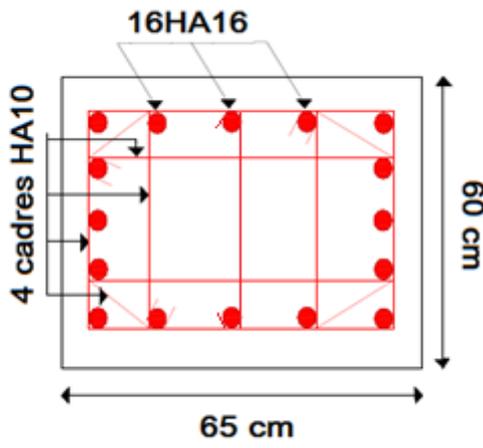
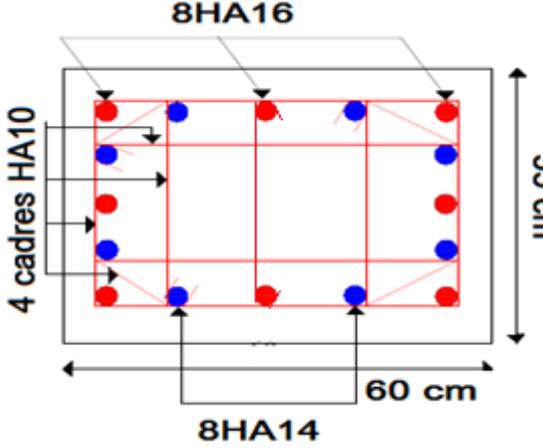
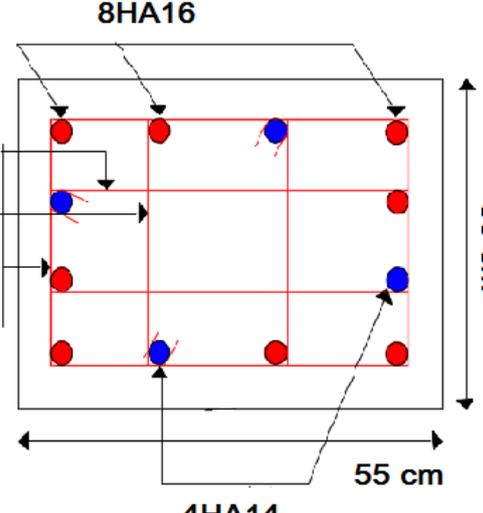
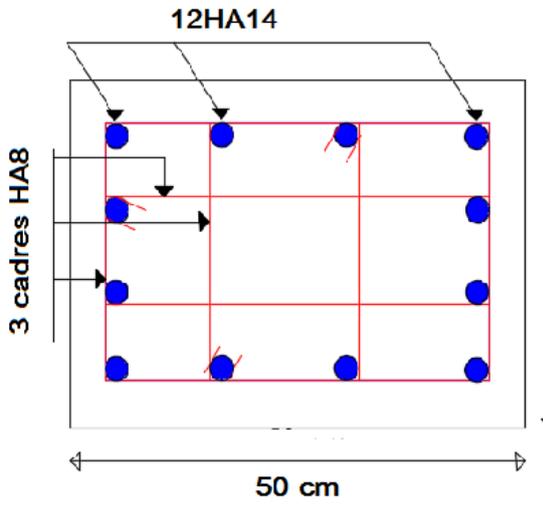
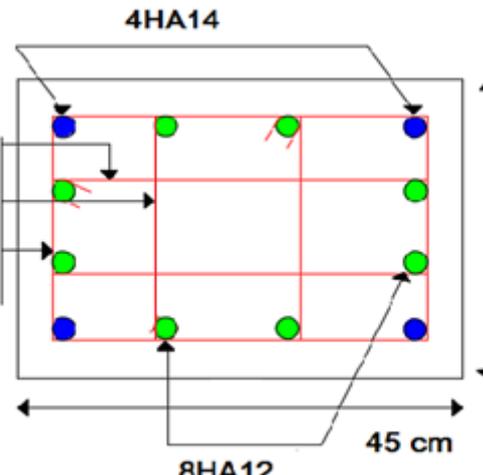
Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérification des contraintes de cisaillement

| Sections (cm ²) | l _f (cm) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V (KN) | σ (MPa) | σ̄ (MPa) | Observation |
|-----------------------------|---------------------|----------------|----------------|--------|--------|---------|----------|-------------|
| 60×65 | 273,7 | 4,56 | 0,04 | 63 | 180,29 | 0,476 | 1 | Vérifiée |
| 55×60 | 214,2 | 3,89 | 0,04 | 58 | 172,27 | 0,539 | 1 | Vérifiée |
| 50×55 | 214,2 | 4,28 | 0,04 | 53 | 131,65 | 0,498 | 1 | Vérifiée |
| 45×50 | 214,2 | 4,76 | 0,04 | 48 | 98,52 | 0,456 | 1 | Vérifiée |
| 40×45 | 214,2 | 4,76 | 0,04 | 43 | 28,56 | 0,166 | 1 | Vérifiée |

IV.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau IV.13. Schémas de ferrailage des différents poteaux

| | |
|---|---|
|  <p>16HA16 4 cadres HA10 60 cm 65 cm</p> |  <p>8HA16 4 cadres HA10 60 cm 55 cm 8HA14</p> |
| <p>Entre sol 01 et Entre sol 02</p> | <p>RDC et 1^{ère} étage</p> |
|  <p>8HA16 3 cadres HA10 55 cm 50 cm 4HA14</p> |  <p>12HA14 3 cadres HA8 50 cm 45 cm</p> |
| <p>2^{ème} et 3^{ème} étage</p> | <p>4^{ème} et 5^{ème} et étage</p> |
|  <p>4HA14 3 cadres HA8 45 cm 40 cm 8HA12</p> | |
| <p>6^{ème} étage</p> | |

IV.3.6. Vérification de la zone nodale

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

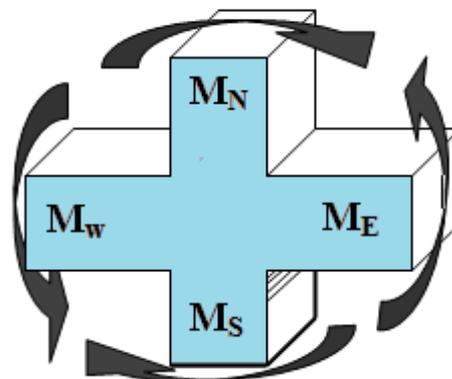


Figure IV.2. Répartition des moments dans les zones nodales

IV.3.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

IV.3.7.1 Moments résistants dans les poutres :

Tableau IV.14. Moments résistants dans les poutres principales

| Niveau | Local | Section (cm ²) | Z (cm) | A _s (cm ²) | M _R (KN.m) |
|----------------------------------|-------|----------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------|
| Entre sol 02 | PP | 35×40 | 36 | 6,88 | 86,19 |
| | PS | 35×40 | 36 | 6,88 | 86,19 |
| E. sol 01+RDC et étages courants | PP | 35×40 | 36 | 8,01 | 100,35 |
| | PS | 35×40 | 36 | 6,88 | 86,19 |
| Terrasse | PP | 35×40 | 36 | 4,62 | 57,88 |
| | PS | 35×40 | 36 | 3,39 | 42,47 |

IV.3.7.2 Moments résistants dans les poteaux

Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux

| Niveau | Section (cm ²) | Z (cm) | A _s (cm ²) | M _R (KN.m) |
|--|----------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------|
| E.Sol02 et E. Sol01 | 60×65 | 58,5 | 32,17 | 654,91 |
| RDC et 1 ^{ère} étage | 55×60 | 54 | 28,40 | 533,69 |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | 50×55 | 45,5 | 22,24 | 352,14 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 45×50 | 45 | 18,47 | 289,24 |
| 6 ^{ème} étage | 40×45 | 40,5 | 15,21 | 214,36 |

IV.3.8. Vérification de la zone nodale dans les différents étages :

Tableau IV.16. Vérification de la zone nodale

| Niveau | Poutres | M _w = M _e | 1,25 (M _w + M _e) | M _n = M _s | M _n + M _s | Observation |
|--|---------|---------------------------------|---|---------------------------------|---------------------------------|-------------|
| E.Sol02 et E. Sol01 | PP | 86,19 | 215,47 | 654,91 | 1309,82 | Vérifiée |
| | PS | 86,19 | 215,47 | 654,91 | 1309,82 | Vérifiée |
| RDC et 1 ^{ère} étage | PP | 100,35 | 250,87 | 533,69 | 1067,38 | Vérifiée |
| | PS | 86,19 | 215,47 | 533,69 | 1067,38 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | PP | 100,35 | 250,87 | 352,14 | 704,28 | Vérifiée |
| | PS | 86,19 | 215,47 | 352,14 | 704,28 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | PP | 100,35 | 250,87 | 289,24 | 578,48 | Vérifiée |
| | PS | 86,19 | 215,47 | 289,24 | 578,48 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} étage | PP | 57,88 | 144,70 | 214,36 | 478,72 | Vérifiée |
| | PS | 42,47 | 106,18 | 214,36 | 478,72 | Vérifiée |

IV.4. Étude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés en flexion composée avec l'effort tranchant, avec des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

IV.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

IV.4.1.1. Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton.

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

IV.4.1.2. Armatures horizontal : (RPA99/version 2003 Art 7.7.4.2)

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, disposée en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$.
- Les deux nappes d'armatures horizontales sont reliées par des épingles (4 épingles au m).

IV.4.1.3. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ → pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ → pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.1.4. Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}

| Etage | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ | | V_u (KN) |
|------------------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|----------|-------------------------------|-------------|---------------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| E.Sol02 et E. Sol01 | -1756,23 | -14,13 | -673,85 | -1745,48 | -344,30 | - 273,39 | 164,72 |

IV.4.1.5. Ferrailages de voile V_{x1} :

➤ Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Prenons exemple de calcul de voile v

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,3 \text{ m}, d = 2,26 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}.$$

$$N_{min} = -344,30 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 279,39 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,811 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m}$$

⇒ le centre de pressions est à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 279,39 + 344,3 \times \left(1,26 - \frac{1,3}{2} \right) = 489,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{489,9 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,26^2 \times 18,48} = 0,083$$

$$\mu_{bu} = 0,083 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,109$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,21 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{489,41 \times 10^{-3}}{1,21 \times 400} = 10,15 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,15 \times 10^{-4} - \frac{344,3 \times 10^{-3}}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 8HA8} = 4,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 1,26 = 3,9 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{344,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,3} + \frac{279,39 \times 10^{-3}}{0,0366} \times 0,65 = 6,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{344,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,3} - \frac{279,39 \times 10^{-3}}{0,0366} \times 0,65 = -3,63 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{3,63 \times 1,3}{6,28 + 3,63} = 0,476 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,2 \times 0,476 = 1,91 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^c = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,3 - 2 \times 0,476$$

$$l_c = 0,347 \text{ m}$$

$$A_{\min}^c = 0,1\% \times 0,2 \times 0,347 = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 162,92 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 162,92 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,26} = 0,91 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0,91 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\% b \times S_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 1,14 \text{ cm}^2$ $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau IV.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

| Niveau | Entre sol 1+2 | RDC+1 ^{er} étage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 6 ^{eme} Etage |
|--|---------------|---------------------------|--|--|------------------------|
| l (m) | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 | 1,3 |
| e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| N (KN) | -344,30 | -264,28 | - 228,65 | -126,96 | -84,03 |
| M (KN.m) | 279,39 | 140,64 | 60,8 | 49,2 | 58,77 |
| d (m) | 1,26 | 1,26 | 1,26 | 1,26 | 1,26 |
| V (KN) | 162,92 | 123,26 | 72,14 | 50,92 | 24,67 |
| τ (MPa) | 0,91 | 0,74 | 0,4 | 0,28 | 0,14 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm²) | 1,54 | -0,45 | -1,67 | -0,63 | 0,1 |
| A_{min} (cm²) | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 |
| I (m⁴) | 0,0366 | 0,0366 | 0,0366 | 0,0366 | 0,0366 |
| v (m) | 0,65 | 0,65 | 0,65 | 0,65 | 0,65 |
| σ_1 (MPa) | 6,28 | 3,51 | 1,95 | 1,36 | 1,36 |

| | | | | | |
|--------------------------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| σ_2 (MPa) | -3,63 | -1,48 | -0,19 | -0,38 | -0,72 |
| l_t | 0,47 | 0,39 | 0,12 | 0,29 | 0,45 |
| l_c | 0,34 | 0,52 | 1,06 | 0,72 | 0,40 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 1,91 | 1,54 | 0,48 | 1,14 | 1,79 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | 0,69 | 1,05 | 2,19 | 1,45 | 0,81 |
| S_t (m) | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| A_{vT}^{adop} (cm ²) | 8HA8=4,02 | 8HA8 = 4,02 | 8HA8 = 4,02 | 8HA8 = 4,02 | 8HA8 = 4,02 |
| A_{vC}^{adop} (cm ²) | 2HA10=1,57 | 3HA8=1,51 | 5HA8=2,51 | 4HA8=2,01 | 2HA8=1,01 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1,14 | 0,76 | 0,44 | 0,31 | 0,15 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |
| A_h^{adop} (cm ²) | 2HA10=1,57 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |

Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux

| Niveau | Entre sol 1+2 | RDC+1 ^{er} etage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 6 ^{eme} Etage |
|--|---------------|---------------------------|--|--|------------------------|
| l (m) | 1,7 | 1,7 | 1,7 | 1,7 | 1,7 |
| e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| N (KN) | -1288,89 | -541,76 | - 389,57 | -187,65 | -145,55 |
| M (KN.m) | 1092,92 | 141,85 | 146,54 | 160,72 | 152,36 |
| d (m) | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 1,66 | 1,66 |
| V (KN) | 224,95 | 165,61 | 130,57 | 112,57 | 65,12 |
| τ (MPa) | 0,99 | 0,7 | 0,55 | 0,47 | 0,27 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | 4,31 | -4,53 | -2,61 | 0,09 | 0,48 |
| A_{min} (cm ²) | 5,1 | 5,1 | 5,1 | 5,1 | 5,1 |
| I (m ⁴) | 0,0818 | 0,0818 | 0,0818 | 0,0818 | 0,0818 |
| v (m) | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 |
| σ_1 (MPa) | 15,13 | 3,06 | 2,66 | 2,22 | 2 |
| σ_2 (MPa) | -7,55 | 0,12 | -0,37 | -1,11 | -1,15 |
| l_t | 0,57 | 0,06 | 0,21 | 0,57 | 0,62 |
| l_c | 0,56 | 1,58 | 1,28 | 0,56 | 0,46 |

| | | | | | |
|--------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 2,26 | 0,25 | 0,83 | 2,27 | 2,47 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | 1,13 | 3,14 | 2,56 | 1,12 | 0,92 |
| S_t (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| A_{vT}^{adop} (cm ²) | 8HA10=6,28 | / | 8HA10=6,28 | 8HA10=6,28 | 8HA10=6,28 |
| A_{vC}^{adop} (cm ²) | 3HA8=1,51 | 10HA8=5,03 | 4HA10=3,14 | 3HA8=1,51 | 3HA8=1,51 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1,06 | 0,77 | 0,61 | 0,53 | 0,31 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |
| A_h^{adop} (cm ²) | 2HA10=1,57 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |

Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux

| Niveau | Entre sol 1+2 | RDC+1 ^{er} étage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 6 ^{eme} Etage |
|---|---------------|---------------------------|--|--|------------------------|
| l (m) | 1,9 | 1,9 | 1,9 | 1,9 | 1,9 |
| e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| N (KN) | -1411,06 | -501,75 | - 331,78 | -221,46 | -116,69 |
| M (KN.m) | 1303,83 | 51,24 | 28,03 | 195,1 | 118,58 |
| d (m) | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 1,86 |
| V (KN) | 188,62 | 160,47 | 144,59 | 93,43 | 27,09 |
| τ (MPa) | 0,71 | 0,60 | 0,54 | 0,35 | 0,1 |
| τ̄ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | 3,99 | -5,57 | -3,8 | -0,12 | 0,13 |
| A_{min} (cm ²) | 5,7 | 5,7 | 5,7 | 5,7 | 5,7 |
| I (m ⁴) | 0,114 | 0,114 | 0,114 | 0,114 | 0,114 |
| v (m) | 0,95 | 0,95 | 0,95 | 0,95 | 0,95 |
| σ₁ (MPa) | 14,54 | 1,74 | 1,1 | 2,2 | 1,29 |
| σ₂ (MPa) | -7,12 | 0,89 | 0,64 | -1,03 | -0,68 |
| l_t | 0,62 | 0,64 | 0,7 | 0,61 | 0,65 |
| l_c | 0,66 | 0,62 | 0,5 | 0,68 | 0,6 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 2,49 | 2,57 | 2,78 | 2,43 | 2,61 |
| A_{min}^{comp} | 1,3 | 1,22 | 1,01 | 1,37 | 1,18 |

| | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| (cm^2) | | | | | |
| S_t (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| A_{vT}^{adop} (cm^2) | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 |
| A_{vC}^{adop} (cm^2) | 4HA8=2,01 | 4HA8=2,01 | 4HA8=2,01 | 4HA8=2,01 | 4HA8=2,01 |
| A_h^{cal} (cm^2) | 0,78 | 0,67 | 0,6 | 0,39 | 0,11 |
| A_h^{min} (cm^2) | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |
| A_h^{adop} (cm^2) | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |

Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y3} dans tous les niveaux

| Niveau | Entre sol 1+2 | RDC+1 ^{er} étage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 6 ^{eme} Etage |
|---|---------------|---------------------------|--|--|------------------------|
| l (m) | 2,3 | 2,3 | 2,3 | 2,3 | 2,3 |
| e (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| N (KN) | -1419,95 | -669,12 | - 514,63 | -256,89 | -104,69 |
| M (KN.m) | 2017,33 | 337,87 | 186,68 | 190,98 | 154,32 |
| d (m) | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| V (KN) | 396,23 | 208,65 | 160,57 | 103,78 | 51,4 |
| τ (MPa) | 1,23 | 0,64 | 0,50 | 0,32 | 0,16 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm^2) | 8,99 | -4,41 | -4,31 | -1,08 | 0,38 |
| A_{min} (cm^2) | 6,9 | 6,9 | 6,9 | 6,9 | 6,9 |
| I (m^4) | 0,203 | 0,203 | 0,203 | 0,203 | 0,203 |
| v (m) | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,15 |
| σ_1 (MPa) | 14,52 | 3,37 | 2,17 | 1,64 | 1,1 |
| σ_2 (MPa) | -8,35 | -0,46 | 0,06 | -0,52 | -0,65 |
| l_t | 0,84 | 0,28 | 0,06 | 0,56 | 0,85 |
| l_c | 0,62 | 1,74 | 2,18 | 1,19 | 0,6 |
| A_{min}^{tendu} (cm^2) | 3,36 | 1,10 | 0,25 | 2,22 | 3,4 |

| | | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| A_{min}^{comp} (cm ²) | 1,24 | 3,49 | 4,35 | 2,37 | 1,2 |
| S_t (m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| A_{vT}^{adop} (cm ²) | 12HA10=9,42 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 | 10HA10=7,85 |
| A_{vC}^{adop} (cm ²) | 3HA8=1,51 | 5HA10=3,93 | 10HA8=5,03 | 5HA8=2,51 | 5HA8=2,51 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1,36 | 0,71 | 0,55 | 0,36 | 0,18 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |
| A_h^{adop} (cm ²) | 2HA10=1,57 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |

IV.4.1.6. Schéma de ferrailage :

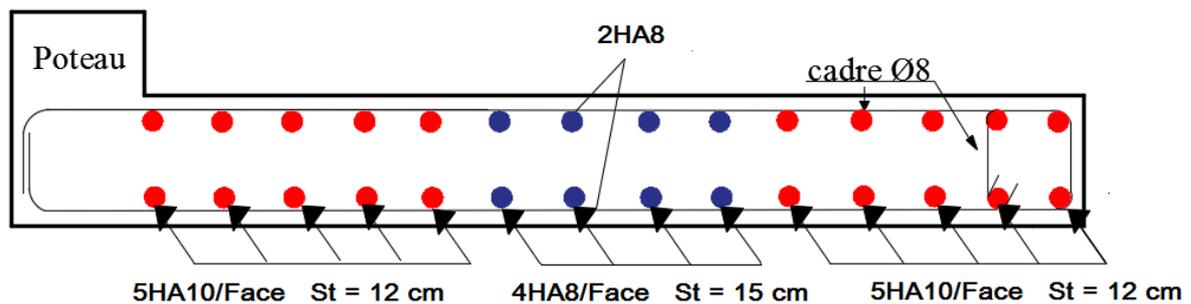


Figure IV.3. Schéma ferrailage du voile V_{Y1} de entre sol

IV.5. Conclusion :

Les éléments structuraux ont un rôle très important dans la transmission des charges verticales et horizontales ; pour cela ces derniers doivent être bien dimensionnés et bien armés.

Les éléments principaux ont été ferrillés avec les sollicitations obtenues du logiciel « ETABS », en respectant le code BEAL, puis comparées à celui du RPA99 ainsi qu'au maximum des deux.

Toutes les vérifications exigées par ces règlements ont été vérifiées tout en respectant les deux critères : la résistance et l'économie.

Chapitre V

V.1. Introduction

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en générale et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure, la transmission des charges apportées par la superstructure ver le sol.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

V. 1.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0,8G \pm E \qquad \text{ELU} \qquad \text{ELS}$$

V.1.3. Reconnaissance du sol

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

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,00 bars pour une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

V.2. Choix du type de fondation

V.2.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS V16. $N = 1281,3 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bar}$

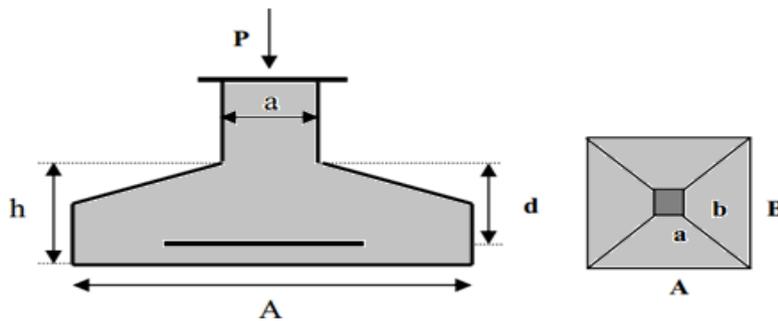


Figure V.1. Schéma de la semelle isolée

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,6} \times \frac{1281,3}{200}} \Rightarrow B \geq 2,63 \text{ m}$$

En tenant compte de l'entre axe minimal dans les poteaux dans les deux directions, on voit bien que l'utilisation des semelles isolées n'est pas évidente, à cause de chevauchement de ces dernières, donc ce type de fondations ne convient pas pour notre structure, ce qui conduit à vérifier les semelles filantes.

V.2.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

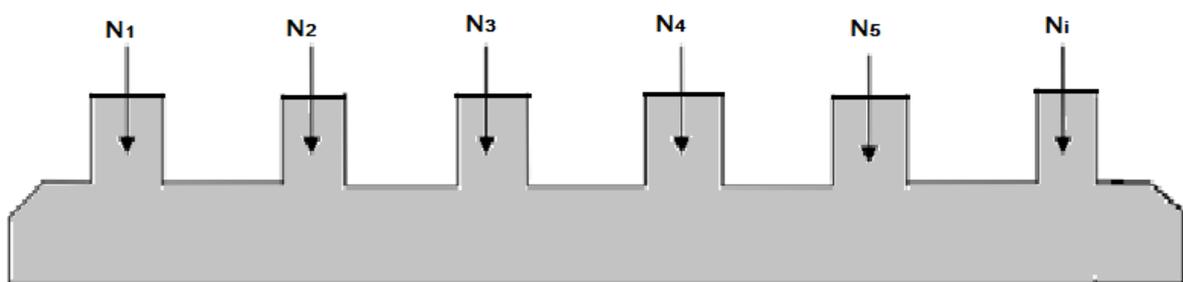


Figure V.2. Schéma de la semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{(L - 2e_0) \sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}(L - 2e_0)}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 577,23 \text{ KN} ; N_2 = 960,29 \text{ KN} ; N_3 = 960,11 \text{ KN} ; N_4 = 1145,15 \text{ KN}$$

$$N_5 = 960,94 \text{ KN} ; N_6 = 1291,83 \text{ KN} ; N_7 = 932,59 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 6827,17 \text{ KN}$$

d : La distance entre le point d'application de la résultante des forces et le point O.

d_G : La distance entre le centre de gravité de la semelle et le point O.

$$\sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + N_4 d_4 + N_5 d_5 + N_6 d_6 + N_7 d_7 = R_S \times d$$

$$R_S = \sum N_i ; d = \frac{\sum_{i=1}^7 N_i \times d_i}{R_S} = 11,18 \text{ m} ; e = d_G - d ; \sum N_i d_i = 76371,96 \text{ KN.m}$$

$$d = \frac{76371,96}{6827,14} = 11,18 \text{ m} ; e = 11,1 - 11,18 = -0,08 \text{ m} ; M_G = \Delta M + M_0$$

$$\Delta M = R_S \times e ; M_0 = \sum M_i ; \Delta M = 6820,14 \times 0,08 = 546,17 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 5,97 + 3,8 + 6,9 + 3,04 + 3,37 + 11,08 + 1,49 = 35,65 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 546,17 + 35,65 = 581,82 \text{ KN.m} ; e_0 = \frac{581,82}{6827,14} = 0,085 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{6827,14}{200 \times (22,2 - 2 \times 0,085)} ; B \geq 1,55 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entre axes des poteaux dans le sens de fondation on prend $B = 1,6 \text{ m}$

➤ Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est :

$$\text{Soit : } d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t = \frac{B-b}{4} + c \Rightarrow h_t = \frac{1,60-0,65}{4} + 0,05 = 0,29 \text{ m}$$

On prend $h_t = 35 \text{ cm}$

➤ Vérification de poinçonnement :

$$q_{ref} = \frac{R_S}{B \times L} + \frac{3 \times R_S \times e}{B \times L^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow 0,194 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification de la stabilité de renversement

Selon le (RPA, Art 10.1.5) on doit vérifier que :

$$M_G = 581,82 \text{ KN.m} ; R_S = 6827,14 \text{ KN} ; e_0 = \frac{M_G}{R_S} \leq \frac{B}{4} ; \frac{M_G}{R_S} = 0,085 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 0,4 \text{ m} > 0,085 \text{ m}$$

V.3. Calcul du chargement sur la semelle:

$$P_U = q_{ref} \times B = 194 \times 1,6 = 310,4 \text{ KN/ml}$$

V.3.1. Ferrailage de la semelle (BAEL91)

➤ Principale

$$B = 1,6 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,6 \text{ m} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad ; \quad d = 0,3 \text{ m}$$

$$A_s = P_u \frac{B-b}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{0,310 \times (1,6 - 0,6)}{8 \times 0,3 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Secondaire

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met seulement des aciers de construction $A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,51 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

V.4. Calcul de la poutre de rigidité

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol supposée constante : $q = \frac{\sum N_i}{L}$

V.4.1. Dimensionnement

$$\text{On a : } L = 4,5 \text{ m} \quad ; \quad \frac{L_{max}}{9} < h \leq \frac{L_{max}}{6} \rightarrow 0,5 \text{ m} < h \leq 0,75 \text{ m} \quad (\text{CBA93Art II.2.b})$$

L_{max} : entre axes des max des poutres de rigidité .On prend $h = 0,7 \text{ m}$, $b = 65 \text{ cm}$

V.4.2. Calcul du chargement sur la poutre

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \rightarrow q_u = \frac{9383,88}{22,2} = 422,69 \text{ KN/ml} \quad q_s = \frac{\sum N_s}{L} \rightarrow q_s = \frac{6827,14}{22,2} = 307,52 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculé comme une poutre continue renversé .Les sollicitation maximal sont calculé par la méthode de Caquot, le ferrailage se fait à la flexion simple.

V.4.3. Calcul des sollicitations

➤ Méthode de Caquot

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{l} (l-x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

L'effort tranchant :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$q_u = 422,69 \text{ KN/ml}$$

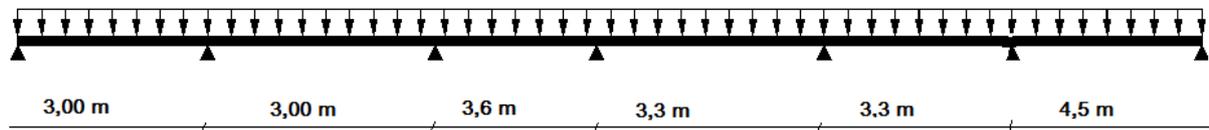


Figure V.3. Schéma statique de la poutre

Le résultat de calcul des sollicitations et le ferrailage de la poutre de rigidité sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité

| Sens XX | Position | Moment(KN.m) | A _{calc} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|---------|----------|--------------|---|--|--------------------------------------|
| | Appui | 810,07 | 38,69 | 5,1 | 8HA25=39,27 |
| | Travée | 703,22 | 32,09 | | 4HA20+4HA25=32,21 |

➤ **A'ELU**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 5,1 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1029,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **A'ELS**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau V.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

| Position | Mser (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) |
|----------|-------------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|------------------|------------------------|
| Appui | 585,35 | 0,2706 | 0,01392 | 11,46 | 15 | 256,75 | 201,63 |
| Travée | 511,16 | 0,2510 | 0,01211 | 10,60 | 15 | 268,60 | 201,63 |

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \quad \alpha [0 ; 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Après plusieurs étirassions nous avons les résultats suivants :

Tableau V.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

| Position | M _{ser} (KN.m) | α | β | A _{st} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) |
|----------|-------------------------|----------|---------|------------------------------------|--------------------------------------|---------------------|------------------|
| Appui | 585,35 | 0,297 | 0,0106 | 50,00 | 4HA25+4HA32=51,81 | 10,52 | 197,86 |
| Travée | 511,16 | 0,150 | 0,0142 | 42,91 | 4HA20+4HA32=44,74 | 9,54 | 197,05 |

➤ Armature transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l\right) \rightarrow \phi \leq \min(20; 65; 20) , \quad \phi \leq 20 \text{ mm} , \text{ on adopte } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- $St \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$
- $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \rightarrow St \leq 48 \text{ cm}$
- $St \leq 0,8 \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_t 28)} \rightarrow St \leq 8,5 \text{ cm} \quad \text{D'où, } St = 8 \text{ cm}$

Le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2$ pour 1 mètre de hauteur. Comme la poutre a une hauteur de 70 cm donc :

$$A_p = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

V.5. Schéma de ferrailage :

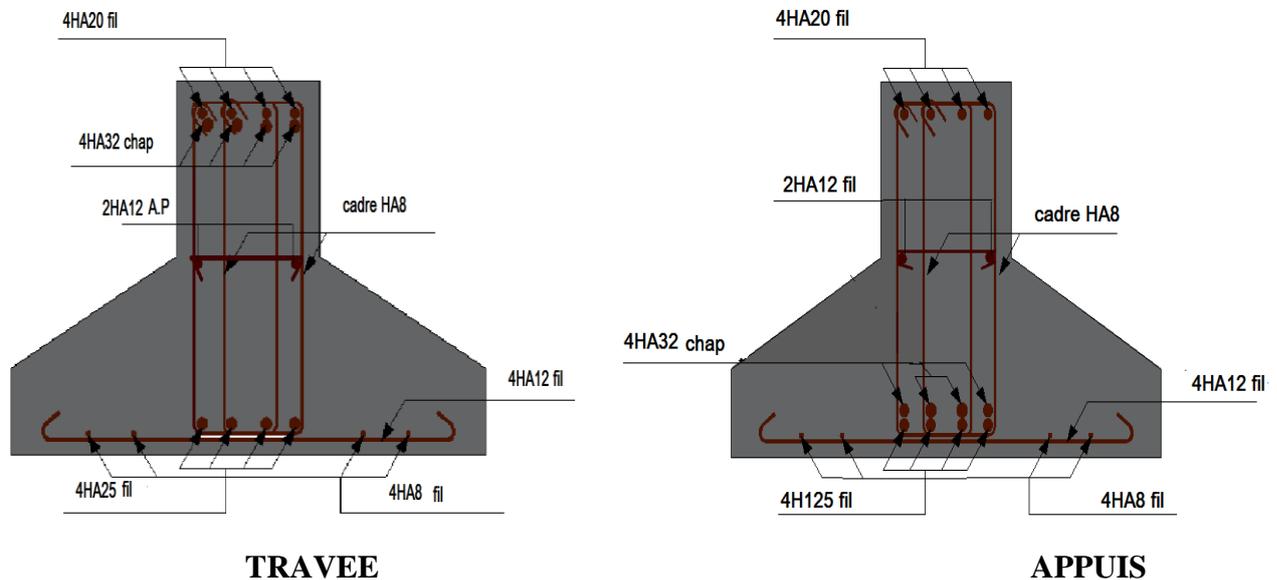


Figure V.4. Schémas de ferrailages des semelles filantes et les poutres de rigidités

V.6. Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.6.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3,91$ m
- Longueur $L=4,75$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

V.6.2. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 19,1$ KN/m³
- Cohésion $c = 0,45$ bar
- Angle de frottement $\phi = 20^\circ$

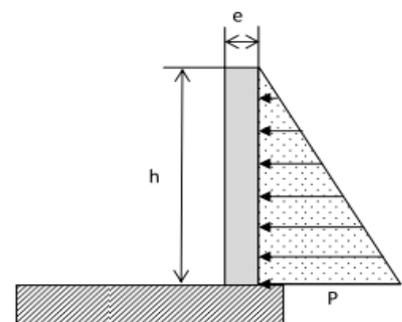


Figure V.5. Poussée des terres sur les voiles périphériques

V.6.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,91 \times 19,1 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 0,45 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 35,98 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

V.6.4. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

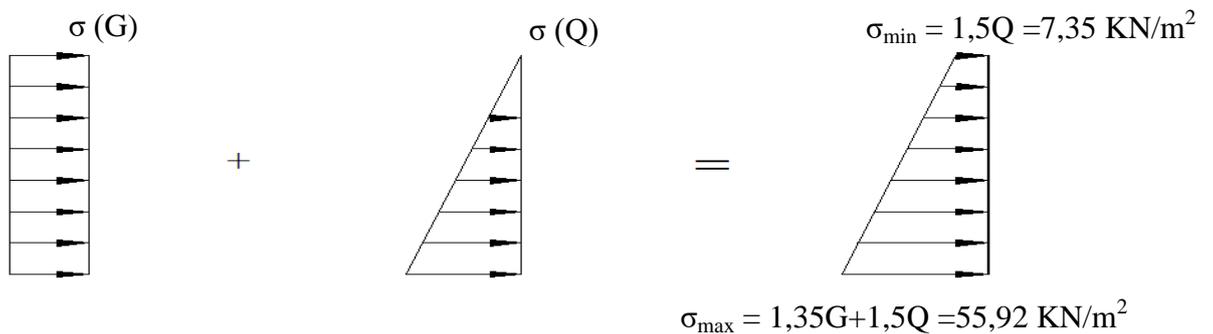


Figure V.6. Répartition des contraintes sur les voiles

Pour le ferrailage du voile périphérique on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3,91 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,75 \text{ m}$$

$$e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,91/4,75 = 0,82 > 0,4$$

$$\rho = 0,82 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

Annexe II

$$M_{0x} = 36,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 22,77 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments réels**

En travée :

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 27,23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 16,47 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -18,03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$$

Condition exigée par le RPA

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4. Ferrailage des voiles périphérique

| Localisation | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) |
|--------------|-----|-------------|------------|----------|-----------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Travée | X-X | 30,65 | 0,067 | 0,086 | 0,174 | 5,07 | 2 | 5HA12 = 5,65 |
| | Y-Y | 19,35 | 0,042 | 0,054 | 0,176 | 3,16 | 2 | 4HA12=4,52 |
| Appui | | - 18,03 | 0,039 | 0,049 | 0,176 | 2,94 | 2 | 4HA10=3,14 |

V.6.5. Vérifications à l'ELU :

$$\rho = 0,82 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,82) 100 \times 20 = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44,77 \times 3,91}{2} \times \frac{4,75^4}{3,91^4 + 4,75^4} = 55,98 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{44,75 \times 3,91}{2} \times \frac{3,91^4}{3,91^4 + 4,75^4} = 33,45 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,311 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

V.6.6. Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,82 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_x = 0,7381 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 40,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 40,88 + 4,9}{4} = 31,88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 31,88 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = 29,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 21,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments réels**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 25,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 18,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -14,79 \text{ KN.m}$$

V.6.7. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau V.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

| Localisation | | M^s KN.m | Y (cm) | I (cm^4) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Observation |
|--------------|-----|---------------|-----------|-----------------|---|----------|---|-------------|
| Travée | x-x | 25,37 | 4,74 | 18451,26 | 6,51 < 15 | Vérifiée | 273,48 > 201,63 | N. Vérifiée |
| | y-y | 18,56 | 3,62 | 15660,24 | 4,29 < 15 | Vérifiée | 255,64 > 201,63 | N. Vérifiée |
| Appui | | 14,79 | 3,56 | 10011,78 | 5,25 < 15 | Vérifiée | 313,65 > 201,63 | N. Vérifiée |

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte n'est pas vérifiée.

Tableau V.6. Ferrailage du voile périphérique à l'ELS

| Localisation | | M_s (KN.m) | β (10^{-2}) | α | A_{cal} (cm^2 / ml) | A_{adop} (cm^2 / ml) | N ^{bre} de barres |
|--------------|-----|-----------------|--------------------------|----------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Travée | x-x | 25,37 | 0,39 | 0,271 | 7,48 | 7,7 | 5HA14 |
| | y-y | 18,56 | 0,24 | 0,284 | 5,52 | 5,65 | 5HA12 |
| Appui | | 14,79 | 0,23 | 0,285 | 4,36 | 4,52 | 4HA12 |

V.6.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique

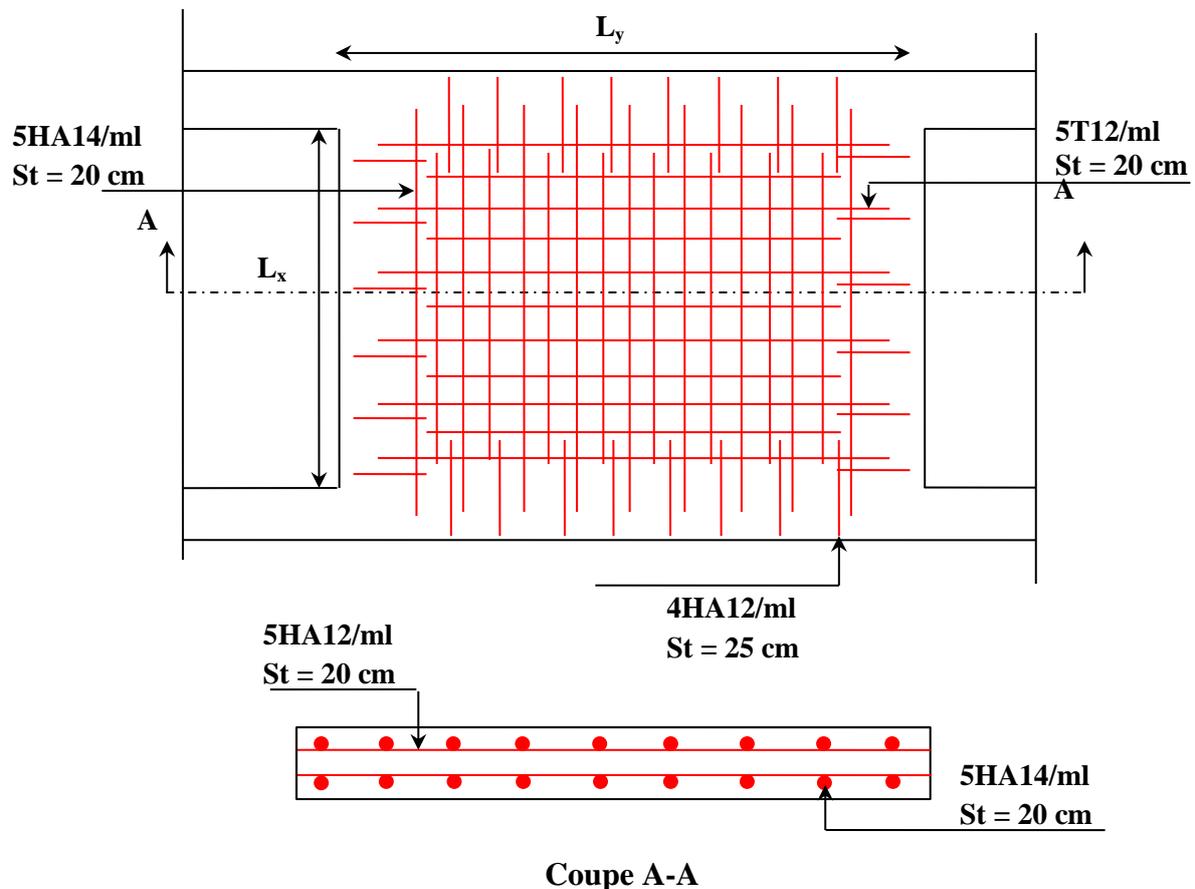


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique

V.7. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est une étape très importante dans le calcul des ouvrages en béton armé. Pour notre structure nous avons choisis comme fondation les semelles filantes vues les caractéristiques mécanique du sol et la géométrie de la structure.

Afin de stabilise le massif du sol de l'entre sol et de supporter les poussées des terre, un voile périphérique a été prévu et calculer comme des panneaux de dalle sur quatre appuis.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de base des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Bibliographie

Document Technique Règlementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismique Algérienne RPA 99 version 2003 ».

Règles technique de conception et de calcul d'ouvrage et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de Béton Armé (CBA93).

DTR BC 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

Cours de Béton Armé : Master 1 et Master 2.

Anciens mémoire de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

- ETABS version 2016
- AUTOCAD

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Annexe III
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

L_y

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

| | | u/lx v/ly | 0.0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
|---------------------|-----|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Valeur de M1 | 0.0 | / | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 | |
| | 0.1 | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | |
| | 0.2 | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 | |
| | 0.3 | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 | |
| | 0.4 | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 | |
| | 0.5 | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 | |
| | 0.6 | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 | |
| | 0.7 | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 | |
| | 0.8 | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 | |
| | 0.9 | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | |
| | 1.0 | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 | |
| Valeur de M2 | 0.0 | / | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | |
| | 0.1 | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 | |
| | 0.2 | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 | |
| | 0.3 | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | |
| | 0.4 | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 | |
| | 0.5 | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 | |
| | 0.6 | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | |
| | 0.7 | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | |
| | 0.8 | 0.09 | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | |
| | 0.9 | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | |
| | 1.0 | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 | |

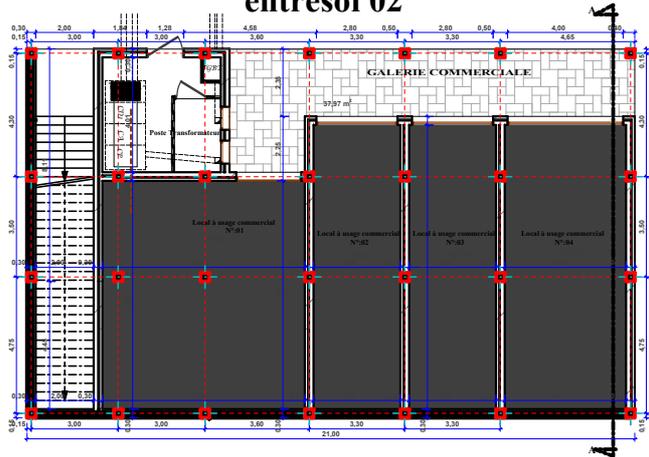
Annexe IV

Tableau des Armatures
(en cm²)

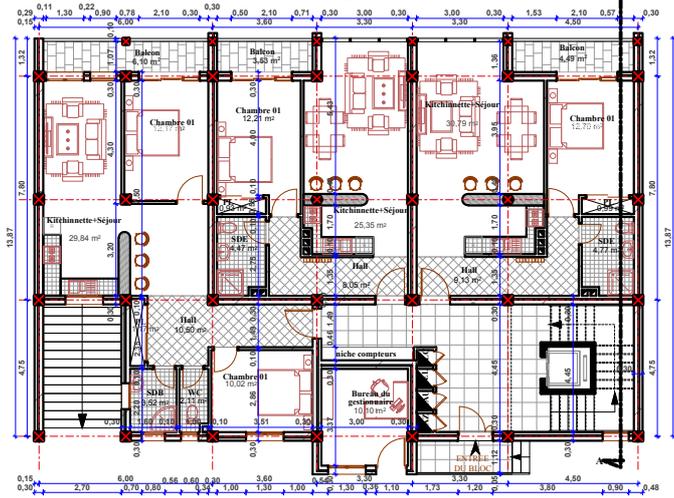
| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.7 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

*Plans
architecturaux
et conclusion
de rapport
de sol*

entresol 02

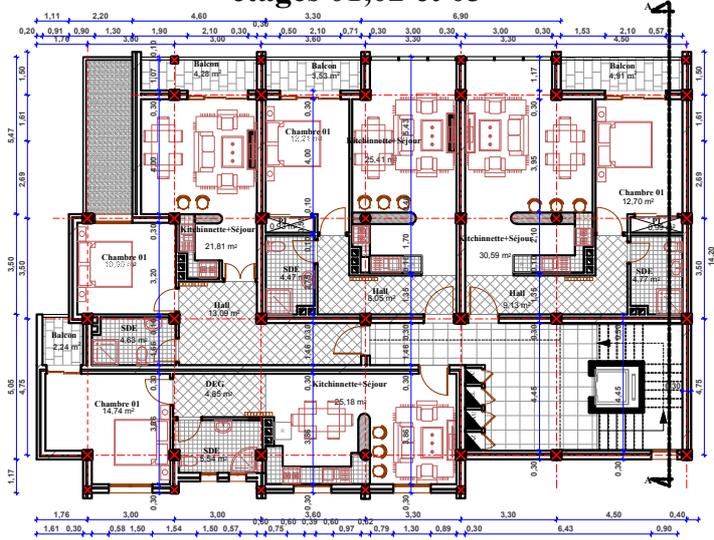


RDC



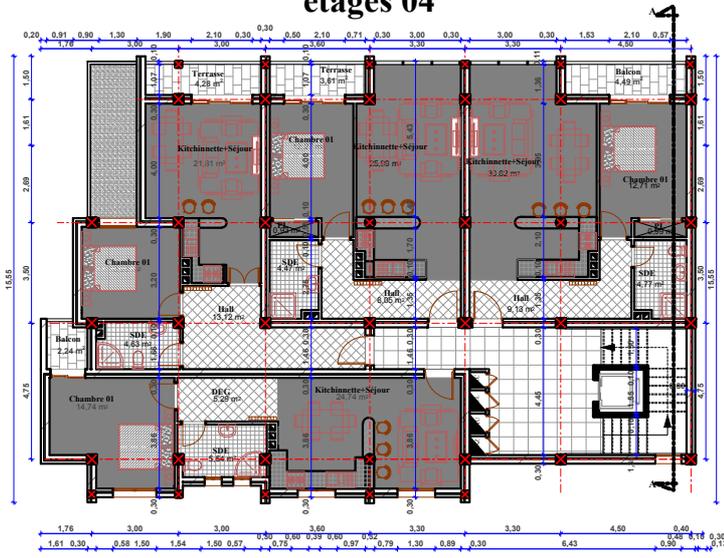
rdc

etages 01,02 et 03



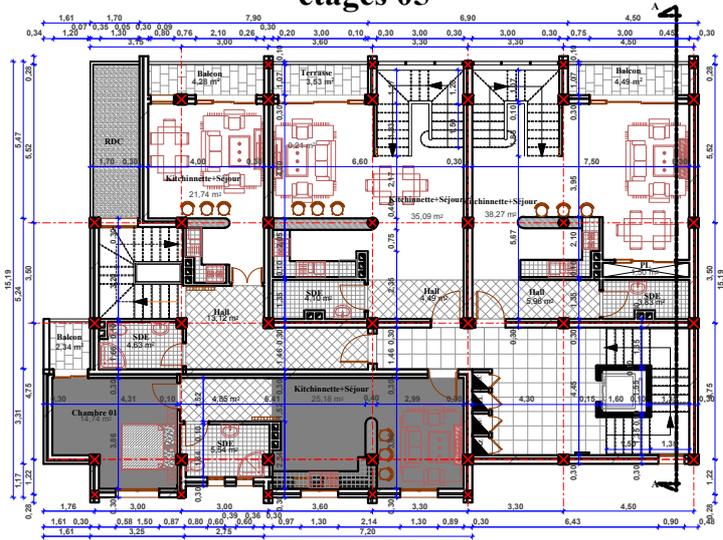
etages 01,02 et 03

etages 04



etage 04

etages 05



etage 05

X- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la Réalisation d'une promotion immobilière de 05 blocs en R+06 à R+7 + 2 entresols au lieu dit AACH EL-VAZ wilaya de Bejaïa.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les sondages pressiométriques, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 1.50 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$;
3. Le site est situé sur un terrain *incliné*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction (*plate forme*) par rapport à la cote du terrain naturel ;
4. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s .

On à :

- Les talus étaient toujours stables si $F > 1,5$;
- Le glissement était pratiquement inévitable si $F < 1.5$

Suite à nos études, nous trouvons deux coefficient de sécurité : $F_{s1} = 0.63$ inférieur à 1.5 et $F_{s2} = 1.72 > 1.5$, le risque d'autant plus grand que F_s diminue. On adopte donc généralement un efficient de sécurité minimum de 1,5 ;

5. Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut alors distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- ✓ Les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied),
- ✓ Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
- ✓ Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons),

6. Les terrassements doivent être à effectuer par banquettes intermédiaires afin de vérifier les la stabilité des talus ;

7. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des Argiles marneuses marron en surface et schistes grisâtres en profondeur ;
8. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
9. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : S2- site ferme ;
10. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
11. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaïa est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE DIRECTEUR

