



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master II en génie civil

Option : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+SOUS-SOL) à usage multiple contreventé par un système mixte

(voiles-portiques)

Réalisé par :

YAHIAOUI Kosayla

YOUSFI Lamri

Encadré par :

Mr : A.BOUKELLOUDA

Members de jury:

Mr: BRARA. A

Meme: OUARI. N

Promotion 2018/2019

Remerciement

Au terme de ce modeste travail nous tenons, tout d'abord à remercier, le Dieu miséricordieux pour nous avoir donnée la force et la patience de mener à terme ce projet.

Nous tenons aussi à exprimé toute notre gratitude, remerciement du fond du cœur à nos familles nous ont toujours suivis et soutenus tout au long de nos études. Nos remerciements vont également à notre encadreur Mr A.BOUKELLOUDA pour son soutien, disponibilité et ses conseils judicieux.

On tient à remercier profondément les membres de jury, qui nous ont faits l'honneur de juger et d'examiner ce modeste travail.

On remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Dédicace

En signe de respect et de connaissance, je dédie ce modeste travail à :

- Ma chère mère qui a été toujours à mes côtés et qui m'a encouragé et soutenu dans mes études durant les moments les plus pénible depuis mes premiers pats à l'école jusqu'à à atteindre ce stade de formation.
- Mes chères sœurs : Nadjet, Akila et Nour el houda.
- Toute ma famille YAHIAOUI sans exception.
- Toute la famille MESSAOUDENNE.
- Mon cher frère et binôme LAMRI.
- Tous mes meilleurs ami(e)s sans exception.
- Mon encadreur Mr : BOUKELLOUDA Abdelhafid qui nous a guidé et nous a orienté tout au long de l'élaboration de ce modeste travail.
- Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.
- Toute la promotion 2018/2019

YAHIAOUI Kosayla

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Ma chère mère et grande mère que dieu me les garde qui ont été toujours là pour moi.
- Mes chers frères et leurs femmes (Djelloul et Nadia, Layachi et Sabrina)
- Mon frère Amirouche et sa fiancé tiziri qui ont été a mes cotés tout au long de mon parcours à ce stade de formation.
- Mes sœurs : Hada, Houria, Djamila, Ghania, Wahiba et Mebarka.
- Thiziri, la fiancé de mon frère .
- Toute la famille YOUSFI sans exception.
- Mon frère et binôme KOSAYLA.
- Tous Mes ami(e)s et proches.
- Mon encadreur Mr : BOUKELLOUDA Abdelhafid qui nous a guidé et nous a orienté tout au long de l'élaboration de ce modeste travail.
- Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.
- Toute la promotion 2018/2019.

YOUSFI Lamri

Table de matière

Introduction générale

Chapitre I Généralités

I.1.Introduction.....	1
I.2. Description et implantation.....	1
I.2.1. Dimension en élévation	1
I.2.2. Dimension en plan.....	1
I.3. Données géotechniques du site	1
I.4. Description des éléments d'ouvrages	2
I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	2
I.5.1. Béton.....	2
I.5.2. Les caractéristiques physique et mécaniques du béton utilisé.....	3
I.5.3. L'Acier	4
I.5.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	5
I.5.6.Les règlements et normes utilisées	5
I.6. Conclusion	5

CHAPITRE II Pré Dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.I. Introduction	6
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	6
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	6
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres.....	7
II.2.3. Pré dimensionnement des voiles.....	8
II.2.4. Pré dimensionnement des escaliers	8
II.2.5. L'acrotère.....	9
II.2.6. Evaluation des charges et surcharges.....	9
II.2.7. Pré dimensionnement des poteaux	11
II.2.8. Conclusion.....	17
II.3. Calcul les éléments secondaires.....	17
II.3.1. Etude des planchers	17
II.3.1.1. Planchers à corps creux.....	17
II.3.1.2. Étude des dalles pleines.....	25
II.3.2. Etude de l'ascenseur.....	30
II.3.3. Etude de la poutre de chainage.....	36
II .3.4. Etude des escaliers.....	38

Table de matière

II.3.5. Eude de l'acrotère.....	44
CHAPITRE III Etude Dynamique	
III.1. Introduction.....	48
III.2. Objectif de l'étude dynamique	48
III.3. Méthodes de calcul.....	48
III.3.1. Méthode statique équivalente.....	48
III.4. Disposition des voiles de contreventement.....	50
III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (ETABS V16.2.0).....	51
III.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	51
III.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	53
III.5.3. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	53
III.5.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	54
III.5.6. Vérification des déplacements.....	54
III.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	55
III.6.Conclusion.....	56
CHAPITRE IV Etude des éléments structuraux	
IV.1 .Introduction.....	57
IV.2. Etude des poteaux.....	57
IV.2.1. Recommandations.....	57
IV.2.2. Sollicitation de calcul.....	58
IV.2.3. Calcul du ferrailage.....	59
IV.2.4. Vérifications nécessaires.....	60
V.2.5. Schémas de ferrillages.....	63
IV.3. Etude des poutres.....	64
V.3.1. Recommandations du RPA 99/2003.....	65
IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	65
IV.3.3. Schémas de ferrailage des poutres.....	71
IV.4. Étude des voiles.....	72
IV.4.1. Introduction.....	70
IV.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	73
IV.4.3.Calcul de ferrillages.....	74
CHAPITRE V Etude De L'infrastructure	
V.1. Introduction.....	81

Table de matière

V.2.choix du type de fondation	81
V.2.1.Vérification des semelles isolées.....	81
V.2.2.Vérification des semelles filante.....	82
V.2.3. Radier général.....	82
V.3.Vérifications nécessaires.....	83
V.3.1.Vérification de la contrainte dans le sol.....	83
V.3.2.Vérification au poinçonnement.....	84
V.3.3.Vérification de la poussée hydrostatique	84
V.4.Ferraillage du radier général.....	84
V.4.1.Calcul des sollicitations.....	84
V.4.2.Vérification à l'ELS.....	85
V.4.3. Schéma de Ferraillage du radier.....	86
V.5.Etude des nervures.....	86
V.5. 1.Définition des charges.....	86
V.5.2.Calcul les sollicitations.....	87
V.5.3. Ferraillage des nervures.....	88
V.5.4.Vérifications nécessaires.	88
V.5.5. Schéma de ferraillage des nervures	89
V.6.Etude de Voile périphérique.....	90
V.6.1.Dimensionnement de voile.....	90
V.6.2.Evaluation des charges et surcharges.....	90
V.6.3.Ferraillage du voile périphérique.....	91
V.6.4.Schéma de ferraillage de voile périphérique	92
V.6.5.Conclusion	92

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Table Des Figures

Figure I.1 : diagramme contraintes-déformations du béton (ELU)	4
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	6
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles	6
Figure II.3. Schéma poutrelle	7
Figure II.4. Schéma de dalle pleine sur 4 appuis	7
Figure II.5. Schéma de dalle pleine sur 3 appuis	7
Figure II.6. Coupe d'un voile	8
Figure II.7. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	8
Figure II.8. Schéma de l'escalier droit à deux volées	8
Figure II.9. Coupe de l'acrotère type 1	9
Figure II.10. Coupe de l'acrotère type 2	9
Figure II.11. Surface afférente de la cage d'escalier	12
Figure II.12. Surface afférente du sous-sol au 7 ^{me} étage	12
Figure II.13. Surface afférente du 8 ^{me} étage	12
Figure II.14. Schémas statique de la poutrelle de type 3	18
Figure II.15. Diagramme des moments d'une poutre à deux travées	18
Figure II.16. Diagrammes des efforts tranchants pour la poutrelle de type 3	19
Figure II.17. Schémas de ferrailage de la dalle de compression	25
Figure II.18. Dalle sur trois appuis (D1)	25
Figure II.19. Schéma de ferrailage du panneau D1	29
Figure II.20. Schéma de ferrailage du panneau D2	30
Figure II.21. Schéma de ferrailage du panneau D4	30
Figure II.22. Schéma de ferrailage du panneau D3	30
Figure II.23. Schéma de ferrailage du panneau D3''	30
Figure II.24. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	32
Figure II.25. Schémas représentant la surface d'impact	33
Figure II.26. Calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne	33
Figure II.27. Schémas de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur	35
Figure II.28. Schéma statique de la poutre de chaînage Type 1	36
Figure II.29. Schéma statique de la poutre de chaînage Type 2	36
Figure II.30. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en travée	38
Figure II.31. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en appuis	38
Figure II.32. Schéma statique escalier autres étages	38
Figure II.33. Schéma statique Escalier RDC	38
Figure II.34. Schéma statique après la projection escalier autres étages	39
Figure II.35. Schéma statique après la projection d'escalier RDC	39
Figure II.36. Section du béton ferrillée	39
Figure II.37. Schéma statique poutre palier	41
Figure II.38. Schéma de ferrailage d'escalier type1 et type2	43
Figure II.39. Schéma de ferrailage de la poutre de palière en travée	43
Figure II.40. Schéma de ferrailage de la poutre de palière en appuis	43
Figure II.41. Les Sollicitations sur l'acrotère	44
Figure II.42. Schémas de ferrailage de l'acrotère	47

Table Des Figures

Figure III.1. Spectre de réponse.....	50
Figure III.2. Plan de disposition des voiles	50
Figure III.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)	51
Figure III.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y.....	52
Figure III.5. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z.....	52
Figure IV.1. Zone nodale.....	57
Figure IV.2. Section d'un poteau.....	61
Figure IV.3. Zone de recouvrement.....	63
Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux du S. Sol, RDC, 1 ^{er} étage.....	63
Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage.....	63
Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux du 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	64
Figure IV.7. Schéma de ferrailage des poteaux du 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	64
Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux du 8 ^{ème} étage	64
Figure IV.9. Répartition des moments dans les zones nodales.....	68
Figure IV.10. Formation de rotules plastique.....	68
Figure IV.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher commerce.....	71
Figure IV.12. Schéma de ferrailage de la poutre principale des planchers courants.....	71
Figure IV.13. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher terrasse.....	72
Figure IV.14. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de différents planchers	72
Figure IV.15. Schéma des contraintes.....	75
Figure IV.16. Schéma de ferrailage de Vx1 du niveau RDC.....	80
Figure V.1. Semelle isolée.....	81
Figure V.2. Semelle filante.....	82
Figure V.3. Schéma de ferrailage du radier.....	86
Figure V.4. Schéma des lignes de rupture du radier.....	86
Figure V.5. Schéma statique de la nervure selon X.....	87
Figure V.6. Schéma statique de la nervure selon Y.....	87
Figure V.7. Schéma des nervures.....	88
Figure V.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (x-x)	89
Figure V.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (y-y)	90
Figure V.10. Voile périphérique.....	90
Figure V.11. Schéma des contraintes.....	90
Figure V.12. Schémas de ferrailage de voile périphérique.....	92

Liste Des Tableaux

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux.....	9
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	9
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine	9
Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux...	10
Tableau II.5. Evaluation des charges de L'acrotère	10
Tableau II.6. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine	10
Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieurs	10
Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée d'étage habitation	10
Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée d'étage commercial.....	11
Tableau II.10. Evaluation des charges de palier pour étage habitation et commercial...	11
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux	11
Tableau II.12. Tableau d'évaluation de charge pour le Poteau D3	13
Tableau II.13. Tableau d'évaluation des charges pour le Poteau (E3)	14
Tableau II.14. Résultats de la vérification à la compression simple (PE3)	16
Tableau II.15. Résultats de la vérification au flambement (PE3)	17
Tableau II.16. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	17
Tableau II.17. Tableau des types de poutrelles	17
Tableau II.18. Vérification de la flèche de poutrelle type3	22
Tableau II.19. Les sollicitations maximales dans les poutrelles de différents étages.....	22
Tableau II.20. Calcul de ferrailage à l'ELU des différents niveaux	23
Tableau II.21. Vérifications nécessaires à l'ELU	23
Tableau II.22. Vérification des contraintes à l'ELS	23
Tableau II.23. Vérification de la flèche dans les poutrelles	23
Tableau II.24. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux	24
Tableau II.25. Données des différents types de dalle pleine	25
Tableau II.26. Calcul des sollicitations	26
Tableau II.27. Calcul du ferrailage à l'ELU	26
Tableau II.28. Vérifications des contraintes	26
Tableau II.29. Ferrailage de dalle à l'ELS	27
Tableau II.30. Vérifications de la flèche à l'ELS	27
Tableau II.31. Sollicitations maximales dans les autres dalles pleines	27
Tableau II.32. Calcul du ferrailage à l'ELU	27
Tableau II.33. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU	28
Tableau II.34. Vérifications des contraintes à l'ELS	28
Tableau II.35. Vérifications de la flèche à l'ELS	29
Tableau II.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	31
Tableau II.37. Vérification des contraintes	32
Tableau II.38. Ferrailage de la dalle supérieur de l'ascenseur	34
Tableau II.39. Vérification des contraintes	35
Tableau II.40. Ferrailage de la dalle à l'ELS	35
Tableau II.41. Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de	37
chainage	
Tableau II.42. Moments et ferrailages correspondant.....	37

Liste Des Tableaux

Tableau II.43. Vérification des contraintes	37
Tableau II.44. Ferrailage de la poutre de chaînage à l'ELS	38
Tableau II.45. Vérifications de la flèche à l'ELS	38
Tableau II.46. Les combinaisons de charges et les réactions d'appuis	39
Tableau II.47. Calcul des sollicitations	39
Tableau II.48. Calcul du ferrailage	39
Tableau II.49. Vérification de l'effort tranchant	40
Tableau II.50. Vérification des contraintes	40
Tableau II.51. Calcul des sollicitations	42
Tableau II.52. Résultat du ferrailage de la poutre palière	42
Tableau II.53. Vérification des contraintes tangentes à la torsion	42
Tableau II.54. Vérification des contraintes	43
Tableau II.55. Différentes combinaisons de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	44
Tableau II.56. Différentes combinaisons de l'acrotère de la terrasse accessible	46
Tableau II.57. Ferrailage de l'acrotère	46
Tableau II.58. Vérifications à l'ELU	46
Tableau II.59. Vérification des contraintes	47
Tableau III.1. Valeurs des pénalités.....	48
Tableau III.2. Périodes et taux de participation.....	51
Tableau III.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	53
Tableau III.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	53
Tableau III.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	53
Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	54
Tableau III.7. Vérification des déplacements.....	54
Tableau III.8. Vérification a L'effet [P- Δ].....	55
Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	55
Tableau III.10. Dimensions finales des voiles.....	55
Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	58
Tableau IV.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	58
Tableau IV.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	60
Tableau IV.7. Ferrailage transversales des poteaux.....	60
Tableau IV.4. Vérification au flambement des différents poteaux.....	61
Tableau IV.5. Vérification des contraintes dans le béton.....	61
Tableau IV.6. Vérification des contraintes de cisaillement.....	62
Tableau IV.8. Dimensions de la zone nodale RPA99/version 2003 (Article 7.4.2).....	62
Tableau IV.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	65
Tableau IV.10. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	66
Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	67
Tableau IV.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	68
Tableau IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	68
Tableau IV.14. Moments résistants dans les poteaux sens (x-x).....	69
Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux sens (y-y).....	69
Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres.....	69

Liste Des Tableaux

Tableau IV.17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	70
Tableau IV.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à x.x.....	74
Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	75
Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	76
Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	77
Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	77
Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	78
Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	78
Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	79
Tableau V.1. Section d'armateur du radier.....	85
Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	85
Tableau V.3. Section d'armature du radier à l'ELS.....	85
Tableau V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	87
Tableau V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	88
Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	88
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	89
Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	89
Tableau V.9. Section des armatures du voile périphérique.	91
Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau V.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	92

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de zone
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
b	La largeur en générale
b	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Yong instantané
E_v	Module de Yong différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
f_{bu}	Contrainte de compression du béton
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
F_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
F_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
F_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
F_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes
F_{pi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
F_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
H_{cc}	Hauteur du corps creux
H_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
H_r	Hauteur de la dalle du radier
H_{dc}	Hauteur de la dalle de compression
H_e	Hauteur libre d'étage
I	Moment d'inertie
I_f	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M_0	Moment isostatique
N	Effort normal

Symboles et notations

n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
St	Espacement des armatures
T₁, T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids de la structure
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_t	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît pas les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment en (R+8+ un sous-sol). Il regroupe à la fois commerce au niveau du RDC et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 5 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires du bâtiment au deuxième chapitre.
- l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS 2016 au troisième chapitre.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre quatre.
- l'étude des fondations a été menée au cinquième chapitre.

Chapitre I

Généralité

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les caractéristiques géométriques et géotechniques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation qui sont très utiles pour que l'étude soit bien faite.

I.2 Description et implantation

Le projet qui fait l'objet de notre étude est une structure (R+8 avec un sous-sol) qui regroupe commerce et logements habitations comme suit :

- Le sous-sol sert de parking
- Le RDC à usage commercial
- Du 1^{er} au 6^{ème} étage à usage habitation : 2 logements de type F4
- Le 7^{ème} étage à usage habitation : 1 logement de type F4 avec terrasse accessible
- Le 8^{ème} étage à usage habitation : 1 logement de type F4

Le bâtiment est implanté à BEJAIA ville (ALCOST), situé dans la zone IIa de moyenne activité sismique selon le RPA99 /2003, il est aussi classé selon le même règlement en groupe d'usage 2(ouvrage courant de moyenne importance H_{tot} est inférieure à 48m)

I.2.1 Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment y compris l'Acrotère 33,06m
- Hauteur totale sans acrotère 32,46m
- La hauteur totale de RDC 3,06m
- La hauteur de sous-sol 3,40m
- La hauteur des autres étages 3,40m

I.2.2 Dimension en plan

La structure présente une forme sensiblement rectangle dont les dimensions maximales sont :

La Longueur maximale selon l'axe x-x' $L_x=25,50m$

La largeur maximale selon l'axe y-y' $L_y=18,45m$

I.3 Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par les essais in-situ et au laboratoire réalisés dans le cadre de la réalisation de ce projet permet de conclure que le site est caractérisé par :

- Contrainte admissible de sol est égale à **1,6 bar**
- L'ancrage des fondations sera à partir de 4 m
- Le sol est classé en catégorie **S3 (sol meuble)** selon sa nature géotechnique
- L'eau a été détectée à partir de 3,5m de profondeur
- La densité humide est égale à 20 KN/m^3
- L'angle de frottement est égal à $\phi=14^\circ$, la cohésion **C=0,46 bar**

I.4 Description des éléments d'ouvrages

Le choix et le dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment est indispensable qui ont le but de déterminer les dimensions et l'armature de ce dernier afin de répondre aux exigences économiques et une garantie de fonctionnement à long terme.

- **L'infrastructure**

Elle est la partie située en-dessous du niveau de sol qui a pour le but de transmettre toutes les charges horizontales et verticales au sol et limiter les tassements différentiels, le choix de la fondation est basé sur la nature du sol est l'importance de l'ouvrage.

- **La superstructure**

Elle est la partie au-dessus du sol qui est en contact avec l'atmosphère

- **Ossature**

Le bâtiment est en ossature mixte composé par des poteaux et des poutres formant un système de portique transversaux et longitudinaux et d'un ensemble des voiles en béton armés disposés dans les deux sens.

- **Les planchers**

Les planchers sont des diaphragmes de faibles épaisseurs destinés à séparer les différents niveaux de bâtiment et qui ont un rôle d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs. Dans notre projet on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux (poutrelle + hourdis + dalle de compression)
- Plancher à dalle pleine

Maçonnerie

La maçonnerie dans notre bâtiment est faite en briques rouges creuses dont :

- ✓ Les murs extérieurs (murettes) : ils sont constitués en doubles cloisons.
 - Briques creuses de 15cm d'épaisseur
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur
 - Briques creuses de 10 cm d'épaisseur
- ✓ Murs intérieurs (murs de séparations): ils sont constitués de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Les escaliers**

Dans notre projet à réaliser il comporte un seul type d'escalier : des escaliers à deux volées.

- **Balcons**

Notre bâtiment comporte deux types de balcons :

- ✓ Balcons réalisés à corps creux
- ✓ Balcons réalisés à dalles pleines

- **Acrotère**

L'acrotère est un élément en béton armé encastré à sa base au plancher terrasse, on distingue dans notre cas deux types dont :

- ✓ Les terrasses inaccessibles (h=60cm, e=10cm).
- ✓ Les terrasses accessibles h=100cm, e=10cm).

- **Ascenseur**

L'ascenseur est un appareil qui facilite le déplacement inter étages et relier les niveaux successifs du sous-sol jusqu'au 8^{ème} étages.

I.5 .Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.5.1 Béton

Le béton est un mélange de ciment, sables, granulats et d'eau. il a le rôle fondamental de reprendre les efforts de compressions. Pour notre projet on opte pour un béton armé de classe (25/30).

I.5.2 Les caractéristiques physique et mécaniques du béton utilisé

a) Caractéristiques physique, DTR (art A.3.1.2.1)

Béton armé → 2500Kg / m³

b) Caractéristiques mécaniques

b.1) Résistance caractéristiques du béton, CBA93 (art A.2.1)

- **Résistance à la compression** f_{cj} : elle est obtenue par l'écrasement des éprouvettes cylindriques dans le laboratoire de dimension 16 cm de diamètre et d'une hauteur de 32 cm, les résultats obtenus sont représentés en MPa

Pour des résistance $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ j} \end{cases} \quad \text{.....CBA93 (art A.2.1.1)}$$

• Résistance à la traction

La résistance du béton a la traction, est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours, $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa CBA93 (art A.2.1.1.2)

b.2) Module de déformation longitudinal du béton

D'après le CBA93 (art A.2.1.2.1) le module de déformation longitudinale est fixé aux valeurs suivantes :

- **Module instantané**: pour les charges d'une durée d'application < 24h → $E_i = 32456,6$ MPa
- **Module différé** : pour les charges de longues durées → $E_v = 10818,86$ MPa

b.3) Module de déformation transversale du béton

$$G = \frac{E}{2*(\nu+1)} \quad \text{avec : } E : \text{ module de Yong} \quad ; \nu : \text{ Coefficient de poisson}$$

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{CBA93 (art A.2.1.3)}$$

b.4) Coefficient de poisson

Il représente la variation relative entre la dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale

$\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré, ELU)

$\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non déformé, ELS)

b.5) Contraintes de calcul du béton aux états limites

➤ La contrainte de compression à ELU

$$\sigma_b = \frac{0,85*f_{c28}}{\theta*\gamma_b} \quad \text{BAEL91/99(art. A.4.3.4.1)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

$$\text{avec: } \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable} \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

- $\theta = 1$ si la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24 h$
- $\theta = 0,9$ si la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h
- $\theta = 0,85$ si la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1h$

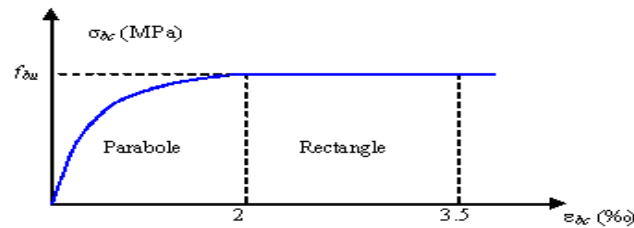


Figure I.1 : diagramme contraintes-déformations du béton (ELU) BAEL91/99(art A.4.3.4)

➤ La contrainte de compression à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL 91/99(art A.4.5.2)}$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement

$$\tau_{adm} \begin{cases} \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MP\right) = \text{fissuration peu nuisible} \\ \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4MP\right) = \text{fissuration nuisible} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.5.1.2.1)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{adm} = \begin{cases} 3,33 & \text{MPa fissuration peu nuisible} \\ 2,5 & \text{MPa fissuration nuisible} \end{cases}$

I.5.3 L'Acier

Les Aciers jouent un grand rôle dans le béton dont ils résistent et absorbent les efforts de tractions, cisaillements et torsion. Ils doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et un allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$

Pour notre étude on utilise :

- Des barres de hautes résistances de nuances de FeE400 de limite élastique 400MPa pour les aciers longitudinaux et transversaux.
- Des treillis soudés de nuances FeE500 MPa.
- Des ronds lisses de nuances FeE250MPa.

I.5.3.1. Contraintes limites

• Etat limite ultime (ELU) CBA93 (art.A.2.2.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{avec : } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \text{cas de situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{cas de situation durable} \end{cases}$$

Pour notre cas : $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{cas de situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{cas de situation accidentelle} \end{cases}$

• Etat limite de service (ELS)

Selon le BEAL91, la valeur de la contrainte σ_s est donnée en fonction de type de fissuration :

$$\text{CBA93 (art.A.4.5.3.3)} \begin{cases} \text{Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire } \sigma_s = f_e \\ \text{Fissuration nuisible : } \sigma_s \leq \min\left[\frac{2}{3}f_e ; \sqrt{110 * \eta * f_{tj}}\right] \end{cases}$$

$\eta = 1,6 \rightarrow$ Pour les aciers de haute adhérence (HA); dans notre cas : $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

I.5.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etats limite ultime (ELU)**

Les sollicitations sont déterminées à partir de la combinaison suivante : $1,35 G + 1,5 Q$

- **Etat limite de service (ELS)**

Les sollicitations sont déterminées à partir de la combinaison suivante : $G + Q$

-Les autres combinaisons dues au séisme sont déterminées par le règlement parasismique Algérien (**art 5.2**)

$G + Q + E$; $G + Q - E$; $0,8 G + E$; $0,8G - E$

Avec : $\begin{cases} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charges d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{cases}$

I.5.6. les règlements et normes utilisées

Les règlements et normes utilisées sont :

- RPA99/2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- DTR BC 2.4.1 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- DTR BC 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR BC 2.3.3.1 : règles de calculs des fondations superficielles.
- BEAL91/99 : béton armé aux états limites.

I.6. Conclusion

On conclut que le béton a une faible résistance à l'attraction par rapport à la compression ce qui conduit à lier les éléments par des barres d'aciers et cela reste toujours insuffisant pour à faire un béton armé et nécessite d'avoir une bonne composition de ce dernier.

Chapitre II

Pré dimensionnement Et calcul des éléments secondaires

II.1.Introduction

Dans ce chapitre, Nous allons pré-dimensionner les éléments secondaires qui ne font pas partie du système de contreventement on passant au calcul de ces derniers afin d’opter un dimensionnement et un ferrailage qui répondent aux vérifications nécessaires.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1.1.Plancher à corps creux

Le dimensionnement d’un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale ($h=h_{cc} + h_{dc}$).

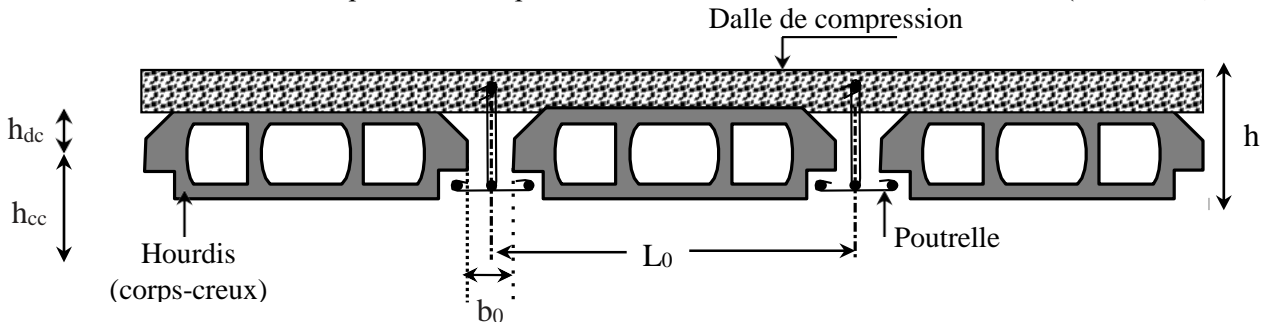


Figure II.1.Coupe transversale d’un plancher à corps creux

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

D’après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : La plus grande portée entre nus d’appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

→ $\frac{L_{max}}{22.5} = \frac{500-35}{22.5} = 20.67cm$; soit un plancher (20+4)cm

a) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

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

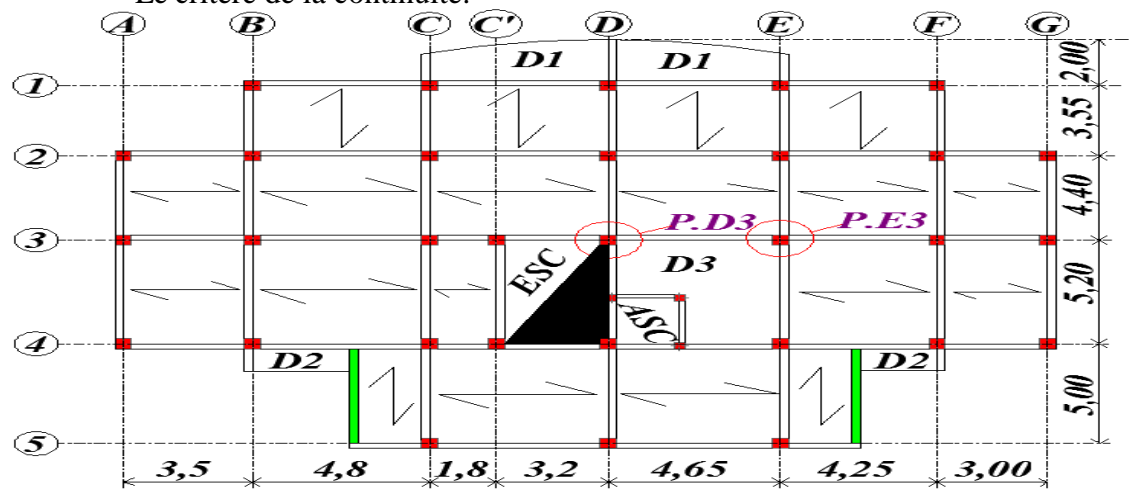


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles.

Clés : poutre de chinage.

P.D3: Poteau de la cage d'escalier ; P.E3: Poteau central.

b) Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des éléments destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

$h_t = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ;$
 $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h \rightarrow b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 24$
 $\Rightarrow b_0 = (9,6 \text{ à } 14,4) \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour : } b_0 = 10 \text{ cm}$
 b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{l_y^{\text{min}}}{10} \right)$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ;$

$L_y^{\text{min}} = 145 \text{ cm} \rightarrow \text{Ce qui donne } b = 40 \text{ cm.}$

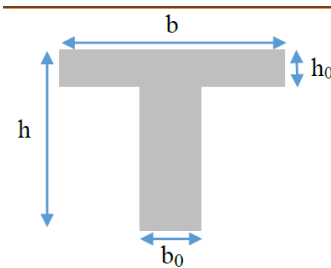


Figure II.3. Schéma poutrelle

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

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

✓ **Types de dalles pleines**

➤ **Dalle (D3) sur quatre appuis**

$\rho = L_x / L_y = 0,88 > 0,4$

$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$

$e = 10 \text{ cm}$

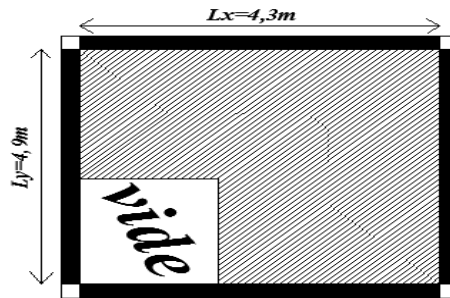


Figure II.4. Schéma de dalle pleine sur 4 appuis

➤ **Dalle (D1) sur trois appuis**

$\rho = L_x / L_y = 0,29 < 0,4$

$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$

$e = 4,5 \text{ cm}$

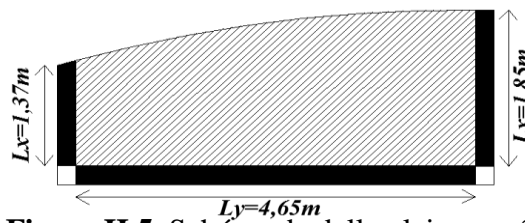


Figure II.5. Schéma de dalle pleine sur 3 appuis

On opte pour : les balcons (e=15cm) à cause de l'isolation phonique et de critère de coupe-feu.
 Dalle d'ascenseur (e=15cm) à cause du chargement important de l'ascenseur.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

a) Poutres principales : $L_{\text{max}} = 520 - 45 = 475 \text{ cm}$

$31,67 \text{ cm} \leq h_{\text{pp}} \leq 47,5 \text{ cm}$

b) Poutres secondaires : $L_{\text{max}} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

$31,33 \text{ cm} \leq h_{\text{ps}} \leq 47 \text{ cm}$

Donc ; pour tous les niveaux on opte pour :

- { Poutres principales (35x40) cm.
- { Poutres secondaires (30x35) cm

❖ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art7.5.1)

Pour les poutres principales (PP):

$$\begin{cases} h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,14 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Pour les Poutre secondaire (PS):

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} > 30 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles

- Les conditions du RPA 99/2003: 1) $e \geq h_c / 20$ pour les voiles simples
 2) $e \geq 15\text{cm}$
 3) $L \geq 4.e$

Dans notre cas, nous avons :

- hauteur RDC : $306 - 24 = 282\text{ cm}$.
 - hauteur de sous-sol et autres niveaux : $h_e = 340 - 24 = 316\text{ cm}$.
 - Pour le RDC : $h = 282\text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{282}{20} \rightarrow e = 14.1\text{cm}$
 - Pour les autres niveaux : $h = 316\text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{316}{20} \rightarrow e = 15.8\text{cm}$.
- Au final en prend ($e = 20\text{cm}$) pour tous les niveaux.

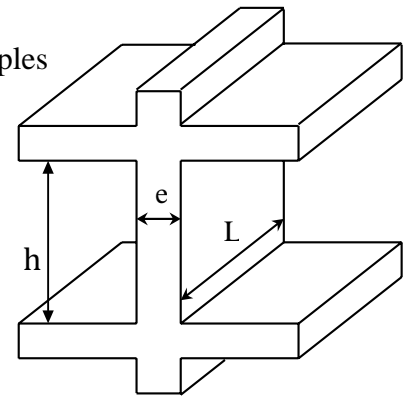


Figure II.6. Coupe d'un voile

II.2.4. Pré dimensionnement des escaliers

Dans notre projet on coïncide avec un seul type d'escalier comme suit:

- ✓ Escalier droit à deux volées

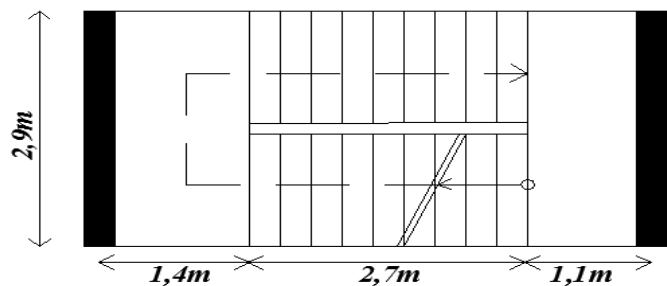


Figure II.7. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

- ✓ Dimensionnement

Pour le dimensionnement d'un escalier il faut vérifier la condition suivante :

- ✓ $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ et $25\text{cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

La formule empirique de BLONDEL : $59\text{ cm} \leq g+2h \leq 64\text{ cm}$

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

Nous avons d'après le schéma statique $H = 1,7\text{m}$ et $L = 2,7\text{m}$.

fixant la hauteur des contres marches h à $17\text{ cm} \rightarrow n = 10$ et $g = 30\text{cm}$

Epaisseur de la paillasse $\begin{cases} \text{Pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11\text{ cm} \\ \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \end{cases}$

$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \rightarrow L_v = 3.19\text{ m}$
 $L' = L_v + L_p \rightarrow L' = 5.69\text{ m}$.

$\begin{cases} 18.96\text{ cm} \leq e \leq 28.45 \\ e \geq 11\text{ cm} \end{cases}$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : $e = 20\text{ cm}$

$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \rightarrow \alpha = 32,19^\circ$.

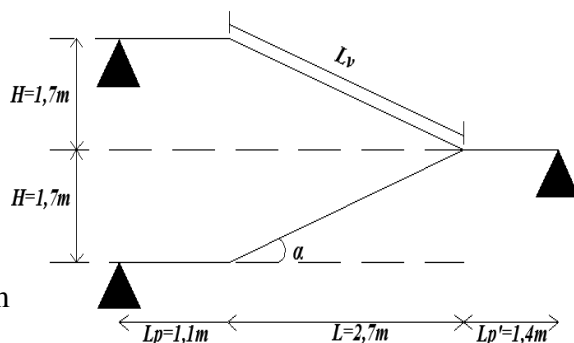


Figure II.8. Schéma de l'escalier droit à deux volées

II.2.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique(Fp).

Type1

Terrasse inaccessible : H = 60 cm

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,1 \times 0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

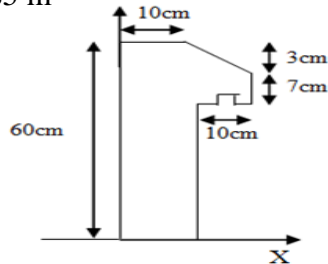


Figure II.9. Coupe de l'acrotère type 1

Type 2

Terrasse accessible : H = 100 cm

$$S = (1 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,1 \times 0,03)}{2}$$

$$S = 0,1085 \text{ m}^2$$

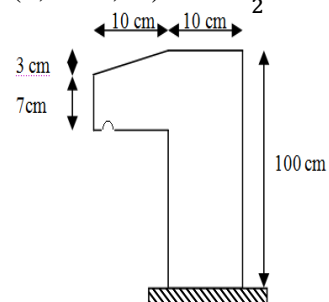


Figure II.10. Coupe de l'acrotère type 2

II.2.6. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	e(m)	γ(Kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Plancher (20+4)	0,24	14,25	3,42
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charges Permanente G				7,14
Charges d'exploitation Q				1,5

Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloison	/	/	1
5	Plancher(20+4)	0,24	14,25	3,42
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charges Permanente G				5,94
Charges d'exploitation Q				1,5

Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Cloison	/	/	1

5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit	0,02	18	0,36
Charges Permanente G				6,27
Charges d'exploitation Q				1,5

Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
2	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
3	isolation thermique en liège	0,015	18	0,27
4	forme de pente	0,1	22	2,2
5	dalle en corps creux	0,24	14,25	3,42
6	Protection en gravillon roulé	0,04	20	0,08
Charges Permanente G				6,33
Charges d'exploitation Q				1

Tableau II.5. Evaluation des charges de L'acrotère

Type	S (m ²)	H (cm)	e (cm)	Poids (Kn/m ³)	Enduit (ext+int)	G (KN/m ²)	Q (KNm ²)
Type1	0,069	60	10	1,725	0,54	2.27	1
Type2	0.1085	100	10	2.713	0.54	3.25	1

Tableau II.6. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Revêtement	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
Charges Permanente G				5,27
Charges d'exploitation Q				1,5

Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieurs

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Enduit extérieur	0,02	18	0,36
2	Enduit intérieur (plâtre)	0,02	10	0,2
3	Brique (15cm)	0,15	/	1,3
4	L'âme d'air	0,05	/	/
5	Brique(10cm)	0,1	/	0,9
Charges Permanente G				2,76

Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée d'étage habitation

N°	Description	e (m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)	
1	revêtement	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	(0,02*0,17)/0,3	20	0,23
2	Mortier	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	(0,02*0,17)/0,3	20	0,23
3	Poids des marches	0,17/2	22	1,87	
4	Dalle pleine	0,2/(cos α)	25	5,91	
5	Enduit de ciment	0,015/(cos α)	18	0,32	
Charges Permanente G				9,36	
Charges d'exploitation Q				2,5	

Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée d'étage commercial

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)	
1	revêtement	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	$(0,02*0,17)/0,3$	20	0,23
2	Mortier	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	$(0,02*0,17)/0,3$	20	0,23
3	Poids des marches	0,17/2	22	1,87	
4	Dalle pleine	$0,2/(\cos\alpha)$	25	5,91	
5	Enduit	$0,015/(\cos\alpha)$	18	0,32	
6	Garde de corps	/	/	0,6	
Charges Permanente G				9,96	
Charges d'exploitation Q				2,5	

Tableau II.10. Evaluation des charges de palier pour étage habitation et commercial

N°	Description	e(m)	γ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1	Revêtement	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,2	25	5
5	Enduit	0,02	18	0,36
Charges Permanente G				6,52
Charges d'exploitation Q				2,5

II.2.7. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux pour les transmettre à la base, leurs pré-dimensionnement se fait selon trois critères :

- 1) Conditions de RPA99/2003
- 2) Critère de la résistance
- 3) Critère de stabilité de forme (flambement)

Dans notre cas on sélectionne les Poteaux D3 (poteau de cage d'escalier) et E3 (Poteau centrale) qui semblent les plus sollicités.

On fixe les dimensions préliminaires dans le tableau suivant comme suit :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux

Poteaux	Section (cm ⁴)	Hauteur (m)	Poids (Kn)
-cage d'escalier		2,2	4,95
-étage 8	(30*30)	3,4	7,65
-étage 7		3,4	7,65
-étage 6	(35*35)	3,4	10,413
-étage 5		3,4	10,413
-étage 4	(40*40)	3,4	13,60
-étage 3		3,4	13,60
-étage 2	(45*45)	3,4	17,213
-étage 1		3,4	17,213
-RDC	(50*50)	3,06	19,125
-Sous-sol		3,4	21,25

Avec: $\gamma_c = 25 \text{Kn/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e = hauteur du Poteau $\begin{cases} H_e = 3,06 \text{ m pour le RDC} \\ H_e = 3,4 \text{ m pour le sous sol et le reste des étages} \end{cases}$
 H_{ce} = hauteur du Poteau de cage d'escalier : $H_{ce} = 2,2 \text{ m}$

✓ loi de dégression des charges : (DTRB.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n
 Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Sous la terrasse: Q_0 .
 Sous le 8^{ème} étage: $Q_0 + Q_1$.
 Sous le 7^{ème} étage: $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$.
 Sous le 6^{ème} étage: $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
 Sous le 5^{ème} étage: $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
 Sous le 4^{ème} étage: $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.
 n : le nombre d'étage à partir du sommet de bâtiment.

II.2.7.1. Pré dimensionnement du Poteau (D3)

❖ Surfaces afférentes de la cage d'escalier

$S = 1.4 \times 2.45 = 3.43 \text{ m}^2$

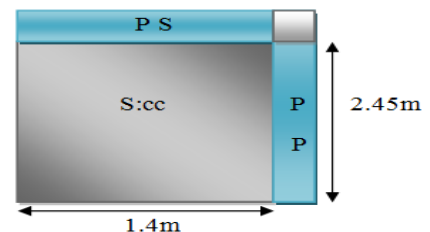


Figure II.11. Surface afférente de la cage d'escalier

❖ Surfaces afférentes du sous-sol à 7^{ème} étage

$S1 = 1.4 \times 2.05 = 2.87 \text{ m}^2$
 $S2 = 2.15 \times 2.05 = 4.4075 \text{ m}^2$
 $S3 = 2.45 \times 2.05 = 5.0225 \text{ m}^2$
 $S4 = 0.95 \times 1.4 = 1.33 \text{ m}^2$
 $S5 = 1.5 \times 1.4 = 2.1 \text{ m}^2$

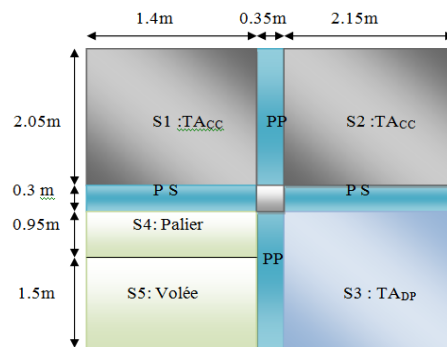


Figure II.12. Surface afférente du sous-sol au 7^{ème} étage

❖ Surfaces afférentes 8^{ème} étage

$S1 = 1.4 \times 2.05 = 2.87 \text{ m}^2$
 $S2 = 2.15 \times 2.05 = 4.4075 \text{ m}^2$
 $S3 = 2.45 \times 2.05 = 5.0225 \text{ m}^2$
 $S4 = 0.95 \times 1.4 = 1.33 \text{ m}^2$
 $S5 = 1.5 \times 1.4 = 2.1 \text{ m}^2$

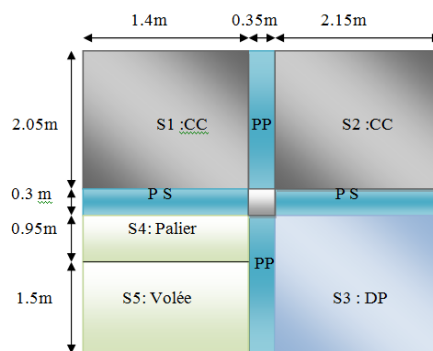


Figure II.13. Surface afférente du 8^{ème} étage

❖ Poids des poutres pour tous les niveaux

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times l_{pp} ; G_{ps} = \gamma_c \times h_{ps} \times b_{ps} \times l_{ps} .$$

$$\begin{cases} l_{pp} = 4,5 \text{ m} \\ l_{ps} = 3,55 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} G_{pp} = 15,75 \text{ KN} \\ G_{ps} = 9,31 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow P_{poutres} = 25,06 \text{ KN}$$

❖ Poids des murs

$$P_{murs} = G_{murs} \times h_{murs} \times l_{murs}$$

$$G_{murs} = 2.76 \text{ KN/m}^2 ; S_{murs} = 7 \text{ m}^2 \rightarrow P_{murs} = 19,32 \text{ KN}$$

PP : poutre principale. PS : poutre secondaire. TA : terrasse accessible. CC : corps creux.

Tableau II.12. Tableau d'évaluation de charge pour le Poteau D3

Étage	niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges (KN)
Étage 8	N ₀	Venant de cage d'escalier	47,58	Q ₀ = 35,431
		Plancher	79,75	
		Poteau	7,65	
		Poutres	25,06	
		Escalier	28,33	
		Murs	19,32	
Total	/	/	207,69	35,431
Étage 7	N ₁	Venant de l'étage 8	207,69	Q ₁ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	7,65	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	345,01	66,154
Étage 6	N ₂	Venant de l'étage 7	345,01	Q ₂ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	10,413	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	485,093	90,73
Étage 5	N ₃	Venant de l'étage 6	485,093	Q ₃ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	10,413	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	628,363	113,77
Étage 4	N ₄	Venant de l'étage 5	628,363	Q ₄ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	13,60	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	771,633	133,745
Étage 3	N ₅	Venant de l'étage 4	771,633	Q ₅ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	

		Poteaux	13,60	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	814,903	150,64
Étage 2	N₆	Venant de l'étage 3	814,903	Q₆ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	17,213	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	1061,786	166,31
Étage 1	N₇	Venant de l'étage 2	1061,786	Q₇ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	17,213	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	1208,669	205,608
RDC	N₈	Venant de l'étage 1	1208,669	Q₈ = 39,297
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	19,125	
		Escalier	29,59	
Total	/	/	1358.754	236,33
Sous-sol	N₉	Venant de RDC	1358.754	Q₉ = 30,723
		Plancher	76,28	
		Poutres	25,06	
		Poteaux	21,25	
		Escalier	28,33	
Total	/	/	1509.67	267,053
/	/	ELU	1,35 G	1,5 Q
/	/	ELU	2038,059 KN	400,579 KN
/	Effort normal à la base du Poteau D3		2438,639 KN	

II.2.7.2. Pré dimensionnement du Poteau (E3)

Tableau II.13. Tableau d'évaluation des charges pour le Poteau (E3)

Étage	Niveau	Eléments	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
Étage 8	N₀	Plancher	121,88	Q₀ = 31,94
		Poteau	12,25	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	160,64	31,94
Étage 7	N₁	Venant de l'étage 8	160,64	Q₁ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	12,25	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	310,728	63,75
Étage 6	N₂	Venant de l'étage 7	310,728	Q₂ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	10,413	
		Poutres	26,51	

Total	/	/	458,979	92,452
Étage 5	N ₃	Venant de l'étage 6	458,979	Q ₃ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	10,413	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	607,23	117,956
Étage 4	N ₄	Venant de l'étage 5	607,23	Q ₄ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	13,60	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	758,668	140,272
Étage 3	N ₅	Venant de l'étage 4	758,668	Q ₅ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	13,6	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	910,106	159,4
Étage 2	N ₆	Venant de l'étage 3	910,106	Q ₆ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	17,213	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	1065,157	175,34
Étage 1	N ₇	Venant de l'étage 2	1065,157	Q ₇ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	17,213	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	1220,208	191,28
RDC	N ₈	Venant de l'étage 1	1220,208	Q ₈ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	19,125	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	1377,171	223,16
Sous-sol	N ₉	Venant de RDC	1377,171	Q ₉ = 31,88
		Plancher	111,328	
		Poteau	21,25	
		Poutres	26,51	
Total	/	/	1536,259	255,04
/	/	ELU	1,35 G	1,5 Q
		ELU	2073,94 KN	382,56 KN
Effort normal à la base du Poteau E3				2456,509 KN

Remarque

Le CBA (art.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu comme suit:

- 10% ... Poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins trois travées.
- 15% ... Poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées.

Dans notre cas, l'effort Nu sera majoré de 10%.

Nu = 1,1 Nu

Nu(P_{D3}) = 1,1 × 2352,447 = 2587,692 KN.

$Nu(P_{E3}) = 1,1 \times 2456,509 = 2702,16 \text{ KN}$.

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (P_{E3}).

II.2.7.3.Vérification

a) Vérification de poteau (PE3)

a.1) Vérification à la compression simple

$$\sigma = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma} \quad \text{Avec : } \sigma = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad B : \text{ section du béton}$$

❖ **Exemple de calcul**

✓ **Vérification du poteau de RDC**

On a : $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

$$B \geq \frac{2413,31 \times 10^{-3}}{14,2} \geq 0,169 \text{ m}^2$$

$B_{adopté} = 0,25 \text{ m}^2 > B_{calculé} = 0,17 \text{ m}^2 \Rightarrow$ vérifiée.

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

Tableau II.14. Résultats de la vérification à la compression simple (PE3)

Niveaux	1,1Nu(KN)	Comparaison ($B_{adop} \geq B_{cal}$)		Observation ($B_{adop} \geq B_{cal}$)
		B_{adop} (m ²)	B_{cal} (m ²)	
8 ^{ème} étage	291,25	0,09	0,021	Vérifiée
7 ^{ème} étage	566,62	0,09	0,04	Vérifiée
6 ^{ème} étage	834,13	0,1225	0,06	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1096,36	0,1225	0,08	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1398,17	0,16	0,098	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1614,52	0,16	0,12	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1871,07	0,2025	0,13	Vérifiée
1 ^{er} étage	2127,62	0,2025	0,15	Vérifiée
RDC	2413,31	0,25	0,17	Vérifiée
Sous-sol	2702,16	0,25	0,19	Vérifiée

a.2) Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda < 70$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $l_f = 0,7 \times L_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $I = \frac{h \times b^3}{12}$

Selon le BAEL: $As \in [0,8 \% B ; 1,2 \% B]$, donc on prend $As = 1 \% \times B$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad ; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2), \text{ il faut vérifier que : } B_r \geq B_{rcal}$$

❖ Exemple de calcul

✓ Vérification du poteau de RDC

On a : $L_0=2.61 \Rightarrow l_f = 1,827m$

$$\lambda = \frac{1,827}{0,144} = 12,69 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{12,69}{35}\right)} = 0,79 \rightarrow B_{rcal} \geq \frac{2413,31 \times 10^{-3}}{0,82 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,138 m^2$$

Tableau II.15. Résultats de la vérification au flambement (PE3)

Niveaux	1,1 Nu(KN)	λ	α	$(B_r \geq B_{rcal})$		Observation
				$B_{rcal}(m^2)$	$B_r (m^2)$	
8 ^{ème} étage	291,25	8,686	0,84	0,016	0,078	Vérifiée
7 ^{ème} étage	566,62	8,686	0,84	0,031	0,078	Vérifiée
6 ^{ème} étage	834,13	23,56	0,81	0,047	0,109	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1096,36	23,56	0,81	0,062	0,109	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1398,17	20,69	0,82	0,078	0,144	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1614,52	20,69	0,82	0,089	0,144	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1871,07	18,44	0,823	0,103	0,185	Vérifiée
1 ^{er} étage	2127,62	18,44	0,823	0,117	0,185	Vérifiée
RDC	2413,31	12,69	0,79	0,138	0,23	Vérifiée
Sous-sol	2702,16	14,87	0,83	0,148	0,23	Vérifiée

II.2.8. Conclusion

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux que nous avons fait, on opte pour les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (35×40) cm²
- Poutres secondaires :(30×35) cm²
- Plancher à corps creux (20+4) cm
- Dalles pleines : e = 15cm
- Épaisseur des paillasse : e = 20 cm
- Épaisseur des voiles : e = 20 cm

Tableau II.16. Dimensions préliminaires des poteaux

Niveau	Sous-sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8
Dimensions (bxh) cm ²	(50 x 50)	(45 x 45)	(40 x 40)	(35 x 35)	(30 x 30)

II.3.Calcul les éléments secondaires

II.3.1. Etude des planchers

II.3.1. 1. Planchers à corps creux

a) Types de poutrelles

Les différents types de poutrelles sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Tableau des types de poutrelles

Niveau	Type	Schémas statique des poutrelles
RDC +	Type1	
	Type2	
	Type3	

Du 1 ^{er} au 6 ^{eme} étage	Type4	
	Type5	
	Type6	
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	
	Type5	

b) Exemple de calcul

L'exemple de calcul des sollicitations maximales à la flexion simple est exécuté sur une poutrelle continue d'un étage habitation de type « T3 »
 Dont : $G = 5,94 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$



Figure II.14. Schémas statique de la poutrelle de type 3

c) Evaluations des charges sur la poutrelle et calcul des sollicitations

c.1) Charges et surcharges revenant sur la poutrelle

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0 \\ \text{ELS : } q^s = (G + Q) \times l_0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } q_u = 6,67 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS : } q^s = 4,84 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification les conditions d'application de la méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\begin{cases} Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2 \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ \text{FPN et I} = \text{constant} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Q \leq \min(11,88 ; 5) \text{ KN/m}^2 \\ 0,8 \leq 1,07 \leq 1,25 \\ \text{FPN et I} = \text{constant} \end{cases} \rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

c.2) calcul des sollicitations maximales dans la poutrelle

c.2.1) calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} \\ \text{ELS : } M_0^{AB} = \frac{q^s \times l^2}{8} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_0^{AB} = 20,84 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS : } M_0^{AB} = 15,13 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

c.2.2) calcul des moments

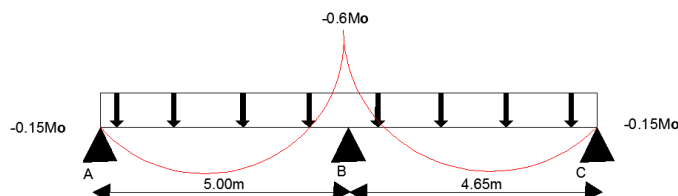


Figure II.15. Diagramme des moments d'une poutre à deux travées

✓ En appuis de rives

Les moments en appuis de rive sont nuls dont le BAEL91/99 exige de mettre des armatures de fissuration calculés à partir d'un moment qui est égal à : $-0,15 M_0$.

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_{\text{rive}}^a = -0,15M_0^{AB} \\ \text{ELS : } M_{\text{rive}}^a = -0,15M_0^{AB} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_{\text{rive}}^a = -3,12 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_{\text{rive}}^a = -2,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appuis intermédiaires**

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_{inter}^a = -0,6M_0^{AB} \\ \text{ELS : } M_{inter}^a = -0,6M_0^{AB} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_{inter}^a = -12,5 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_{inter}^a = -9,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En travée**

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{|M^s| + |M^d|}{2} \geq \max(1 + 0,3\alpha ; 1,05)M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,76M_0 \\ M_t \geq 0,63M_0 \end{cases} \text{ avec } \left(\alpha = \frac{q}{q+G} = 0,201 \right)$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_t = 15,48 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t = 11,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c.2.3) Evaluation de l'effort tranchant

Selon le BAEL, les efforts tranchants dans des poutrelles à deux travées sont majorés de 15%.

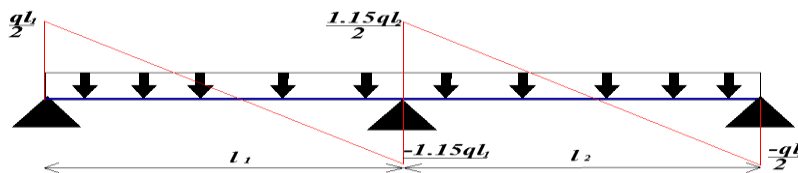


Figure II.16. Diagrammes des efforts tranchants pour la poutrelle de type 3

$$V_u^{max} = -1,15 \frac{q_u \times l_1}{2} \rightarrow V_u^{max} = -1,15 \frac{6,67 \times 5}{8} \rightarrow V_u^{max} = -19,18 \text{ Kn.}$$

d) Ferrailage de la poutrelle

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple pour en section en T

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{rive}^a = -3,12 \text{ KN.m} \\ M_{inter}^a = -12,50 \text{ KN.m} \\ M_t = 15,48 \text{ KN.m} \\ V_u^{max} = -19,18 \text{ Kn.} \end{cases}, \text{ ELS : } \begin{cases} M_{rive}^a = -2,27 \text{ KN.m} \\ M_{inter}^a = -9,18 \text{ KN.m} \\ M_t = 11,50 \text{ KN.m} \end{cases}, \begin{cases} b = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 24 \text{ cm} \\ h_0 = 04 \text{ cm} \end{cases}$$

d.1) Ferrailage longitudinal

d.1.1) ferrailage en travée

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,0454 \text{ MN.m} \rightarrow M_{Tu} \geq M_{tu} \text{ donc :}$$

Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_{bu} = 0,056 < 0,186 \text{ Pivot A } (A' = 0) \\ \alpha = 0,072 \\ Z = 0,214 \\ A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 2,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,4 \times 0,22 \times 2,1 / 400 = 1,06 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \text{ (vérifiée)}$$

d.1.2) ferrailage en appuis de rives

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,045 < 0,186 \text{ Pivot A } (A' = 0) \\ At = \frac{M_{rive}^a}{Z \times f_{st}} = 0,48 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,058 \\ Z = 0,215 \end{array} \right.$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,1 \times 0,22 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \quad (\text{vérifiée})$$

d.1.3) ferrailage en appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,181 < 0,186 \text{ Pivot A } (A' = 0) \\ At = \frac{M_{rive}^a}{Z \times f_{st}} = 1,79 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,252 \\ Z = 0,198 \end{array} \right.$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,1 \times 0,22 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **le choix des barres**

- **En travées :** 3HA10 = 2,36 cm²
- **En appuis de rives :** 1HA10 = 0,79 cm²
- **En appuis intermédiaires :** 1HA8+1HA10 = 1,80 cm²

d.2) Ferrailage transversal

On opte pour $A_{trans} = 2\emptyset_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

e) Vérification aux états limites (ELU et ELS)**e.1) Vérification à l'ELU****e.1.1) vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \frac{19,18 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,22} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad ; \text{ donc: } \tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{pas de risque de rupture}$$

e.1.2) Vérification d'espacement

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow St \leq 19,8 \text{ cm} \\ St \leq \frac{At \times f_e}{0,4 \times b_0} \rightarrow St \leq 57 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0,8 \times At \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{c28})} \rightarrow St = 140,3 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{On opte pour } St = 15 \text{ cm}$$

e.1.3) Vérification des armatures longitudinal A_l vis-à-vis l'effort tranchant V_u ✓ **Appuis de rive**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} Vu \\ A_l = A_{travée} + A_{rive} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_l^{min} \geq 0,72 \text{ cm}^2 \\ A_l = 3,15 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow A_l > A_l^{min} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ Appuis intermédiaires

$$A_l^{min} \geq \frac{V_s}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}) = \frac{1,15}{400} (19,18 \times 10^{-3} - \frac{12,5 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22}) \rightarrow A_l^{min} = -1,26 \times 10^{-4} < 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

e.1.4) Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec: } a = \min(0,9 d ; (30 - 4))$$

$$V_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28 = 132,16 \text{ Kn}$$

ce qui donne : 19,18 KN < 132,16 KN (condition vérifiée)

e.1.5) vérification de la jonction table nervure

$$\sigma_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} \rightarrow \sigma_u^1 = 0,91 < 3,33 \text{ MPa}$$

donc la condition est vérifiée.

e.2) Vérification à l'ELS

e.2.1) vérification des contraintes

✓ En travées

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d-h_0) = -317,2 < 0 \text{ (calcul d'une section en T), } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} y = \frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b-b_0)h_0]y - 15Ad - \frac{(b-b_0)}{2} h_0^2 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d-y)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} y = 5,56 \text{ cm} \\ I = 11822,66 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_b = 5,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ En appuis intermédiaires

$$\begin{cases} y = \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} y = 8,53 \text{ cm} \\ I = 13174,24 \text{ cm}^4 \end{cases} \rightarrow \sigma_b = 5,94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

e.2.2) Vérification de la flèche

On a les données suivantes :

$$\begin{cases} L = 5 \text{ m} \\ M_0^s = 15,13 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_t^s = 11,5 \text{ KN.m} \\ G = 5,94 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} J = 4,42 \text{ KN/m}^2 \\ P = 7,44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✓ Condition de la vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{15 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ l = 5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,048 < 0,05 \rightarrow \text{non vérifiée} \\ 2,68 \times 10^{-3} < 9 \times 10^{-3} \rightarrow \text{vérifiée} \\ l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Remarque : puisque la première condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche

$$\begin{cases} q_g^{ser} = 0,65 \times G = 3,86 \text{ KN/m} \\ q_j^{ser} = 0,65 \times j = 2,87 \text{ KN/m} \\ q_p^{ser} = 0,65 \times p = 4,84 \text{ KN/m} \end{cases}, \begin{cases} M_g^{ser} = 0,76 \times \frac{q_g^{ser} \times l^2}{8} = 9,17 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 0,76 \times \frac{q_j^{ser} \times l^2}{8} = 6,82 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 0,76 \times \frac{q_p^{ser} \times l^2}{8} = 11,49 \text{ KN.m} \end{cases}, \begin{cases} I = 11822,66 \text{ cm}^4 \\ I_0 = 25409,89 \text{ cm}^4 \\ A_s = 2,36 \text{ cm}^4 \\ E_i = 32456,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_v = 10818,8 \text{ MPa} \\ \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,011 \\ \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b+3b)\rho} = 3,56 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,42 \end{cases}, \begin{cases} \sigma_{St}^g = 15 \times \frac{M_g^{ser} (d-y)}{I} = 191,27 \text{ MPa} \\ \sigma_{St}^j = 15 \times \frac{M_j^{ser} (d-y)}{I} = 142,25 \text{ MPa} \\ \sigma_{St}^p = 15 \times \frac{M_p^{ser} (d-y)}{I} = 239,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{St}^j + f_{t28}} = 0,56 \quad ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{St}^g + f_{t28}} = 0,65 \quad ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{St}^p + f_{t28}} = 0,71$$

$$\begin{cases} I_f^j = \frac{1,1 \times I^0}{1 + (\lambda_i \times \mu^j)} = 9,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_f^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu^g)} = 8,52 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_f^p = \frac{1,1 \times I^0}{1 + (\lambda_i \times \mu^p)} = 1,45 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_v}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu^g)} = 7,92 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} f_i^j = \frac{M^j \times L^2}{10 \times E_i \times I_f^j} = 5,62 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_i^g = \frac{M^g \times L^2}{10 \times E_i \times I_f^g} = 8,28 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_i^p = \frac{M^p \times L^2}{10 \times E_i \times I_f^p} = 0,016 \text{ m} \\ f_v^g = \frac{M^p \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}^g} = 0,0145 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g) = 12,2 \text{ mm} > \bar{f}_{adm} = \frac{500}{500} = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on opte pour un ferrailage de **3HA12 = 3,39 cm²**

Tableau II.18. Vérification de la flèche de poutrelle type 3

Travée (m)	G	J	P	M ^g _{Ser}	M ^j _{Ser}	M ^p _{Ser}	σ ^g _s	σ ^j _s	σ ^p _s	Δf	f _{adm}
5	5,94	4,42	7,44	9,17	6,82	11,49	134,25	99,84	168,2	9,36	10
La flèche est vérifiée pour <i>A</i> _{travée} = 3HA12 = 3,39 cm ²											

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS dans les différents types de poutrelle sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.19. Les sollicitations maximales dans les poutrelles de différents étages

Etage	ELU				ELS		
	Evaluation des moments (KN.m)			V ^{max} (KN)	Evaluation des moments (KN.m)		
	M ^a _{rive}	M ^a _{inter}	M _t		M ^a _{rive}	M ^a _{inter}	M _t
RDC	-4,72	-18,9	31,5	-28,95	-3,33	-13,33	22,21
Habitation	-3,13	-12,5	20,84	-19,18	-2,23	-9,18	15,13
T. Accessible	-3,62	-14,49	24,15	-22,22	-2,63	-10,54	17,56

Le tableau suivant représente les différents ferrillages optés pour les différents types de poutrelles :

Tableau II.20. Calcul de ferrillage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	position	M (KN/m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
Terrasse accessible	travée	24,15	0,088	0,02	0,218	3,18	1,06	3HA12 = 3,39
	Appuis de rives	-3,62	0,053	0,068	0,214	0,48	0,26	HA10=0,79
	Appuis inter	-14,49	0,211	0,298	0,193	2,15	0,26	HA10+HA14=2,33
Etagé habitation	travée	20,84	0,03	0,038	0,216	2,76	1,06	2HA12+1HA10=3,05
	Appuis de rives	-3,13	0,046	0,058	0,214	0,42	0,26	HA10 = 0,79
	Appuis inter	-12,5	0,182	0,252	0,198	1,82	0,26	2HA10=1,57
Etagé commercial I	travée	31,5	0,114	0,152	0,210	4,38	1,06	3HA14 = 4,62
	Appuis de rives	- 4,72	0,068	0,089	0,212	0,64	0,26	HA14= 1,54
	Appuis inter	-18,9	0,275	0,411	0,183	2,95	0,26	2HA14 = 3,08

Remarque : Le ferrillage transversal opté pour les différents niveaux est :

$$\emptyset_t \geq \min(\emptyset_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow A_{trans} = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU, ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau II.21. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales A_l (cm ²)		La bielle $V_u = 0,267ab_0fc_{28}$ (MPa)	La jonction $\sigma_{u1} \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{y_s}{f_e} V_u$	$\frac{y_s}{f_e} (V_u + \frac{M^a_i}{0,9 \times d})$		
T. Accessible	1,31 < 3,33	4,18 > 0,64	$-1,14 \times 10^{-4} < 0$	22,22 < 132,16	1,052 < 3,33
Habitation	0,87 < 3,33	4,62 > 0,55	$-1,26 \times 10^{-4} < 0$	19,18 < 132,16	0,91 < 3,33
commercial	1,32 < 3,33	4,62 > 0,83	$-2,74 \times 10^{-4} < 0$	28,95 < 132,16	1,37 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Aucune vérification	Vérifiée	Vérifiée

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

Niveau	Position	M_s (Kn.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	Contrainte $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Terrasse accessible	Travée	17,56	3,39	6,66	15718,48	7,44 < 15	Vérifiée
	Appuis	-10,54	2,33	9,39	8316,29	11,90 < 15	Vérifiée
Etagé habitation	Travée	15,13	3,05	6,31	14489,15	6,59 < 15	Vérifiée
	Appuis	-9,18	1,57	8,09	6323,69	11,74 < 15	Vérifiée
Etagé commercial	Travée	22,21	4,62	7,01	19891,97	7,83 < 15	Vérifiée
	Appuis	-13,33	3,08	10,37	9961,91	13,88 < 15	Vérifiée

Tableau II.23. Vérification de la flèche dans les poutrelles

Niveaux	Étage Habitation	Étage Commercial	Terrasse accessible
L(cm)	500	500	500
q_j^{ser} (KN/m)	4,42	4,42	2,22
q_g^{ser} (KN/m)	5,94	5,94	7,14
q_p^{ser} (KN/m)	7,44	10,94	8,64
M_j^{ser} (KN.m)	8,98	8,98	6,94
M_g^{ser} (KN.m)	12,06	12,06	14,5
M_p^{ser} (KN.m)	15,11	22,22	17,55
I (cm ⁴)	14489,15	19891,97	15718,46
I_0 (cm ⁴)	200755,16	101757,48	6,65

λ_i	2,75	1,82	2,48
λ_v	1,1	0,73	0,99
ρ (%)	0,014	0,021	0,015
σ_{St}^g (MPa)	195,89	136,32	212,4
σ_{St}^j (MPa)	145,86	101,37	101,95
σ_{St}^p (MPa)	245,43	251,16	257,07
μ_j	0,64	0,65	0,55
μ_g	0,24	0,73	0,75
μ_p	0,76	0,84	0,79
I_f^j (m ⁴)	$7,98 \times 10^{-4}$	$5,12 \times 10^{-4}$	$9,25 \times 10^{-4}$
I_f^g (m ⁴)	$1,32 \times 10^{-3}$	$4,80 \times 10^{-4}$	$7,64 \times 10^{-4}$
I_f^p (cm ⁴)	$7,09 \times 10^{-4}$	$4,42 \times 10^{-4}$	$7,41 \times 10^{-4}$
I_f^g (cm ⁴)	$1,74 \times 10^{-3}$	$7,03 \times 10^{-4}$	$1,25 \times 10^{-3}$
f_i^j (m)	$8,66 \times 10^{-4}$	$1,34 \times 10^{-3}$	$5,77 \times 10^{-4}$
f_i^g (m)	$6,99 \times 10^{-4}$	$1,93 \times 10^{-3}$	$1,46 \times 10^{-3}$
f_i^p (m)	$71,64 \times 10^{-3}$	$3,86 \times 10^{-3}$	$1,82 \times 10^{-3}$
f_v^g (m)	$1,59 \times 10^{-3}$	$3,81 \times 10^{-4}$	$2,68 \times 10^{-3}$
Δf (mm)	1,665	4,4	2,46
f_{adm} (mm)	10	10	10
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse Accessible			
Etage Habitation			
Etage Commerciale			

✓ **Ferraillage de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)**

La dalle de compression est ferraillée dans les 2 sens A⊥ et A∥ .

f.1) Barres perpendiculaire (⊥) aux poutrelles

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} \\ l_0 = 65 \text{ cm} \\ f_e = 500 \text{ MPa (TS)} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = 0,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ St \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 6\phi_6/\text{ml} = 1,70 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \dots\dots (\text{CBA93})$$

f.2) Barres parallèle (//) aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{avec } S \leq 30 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A = 6\phi_6/\text{ml} = 1,70 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots\dots\dots (\text{CBA93}) \\ St = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

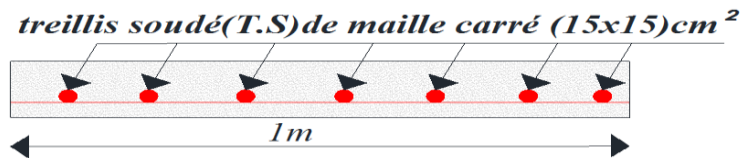


Figure II.17. Schémas de ferraillage de la dalle de compression

II.3.1.2. Étude des dalles pleines

a) Données de différentes dalles (annexe 1)

✓ **Remarque**

Puisque les panneaux de dalles D1 et D2 sont symétriques aux D1' et D2', le calcul des sollicitations maximales et le ferraillage se fait de la même façon.

D'': dalle pleine de l'étage commercial ; **D**: dalle pleine de l'étage courant

Tableau II.25. Données des différents types de dalle pleine

Types	Lx (m)	Ly (m)	ρ	Ly/2
D1 =D1'	1,37	4,65	0,29	2,325
D2 =D2'	1,15	2,5	0,46	1,25
D3	4,3	4,9	0,87	/
D4	1,5	2	0,75	1

b) Exemple illustratif dalle plein (type D1) sur trois appuis

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 15 cm. Elle est située au niveau des étages.

b.1) Evaluation des charges

$$G = 6,27 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Lx = 1,37 \text{ m} < \frac{Ly}{2} = 2,325 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{q \times l_x^2}{2} l_y - \frac{2q \times Lx^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{q \times l_x^2}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_y = \frac{ql_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

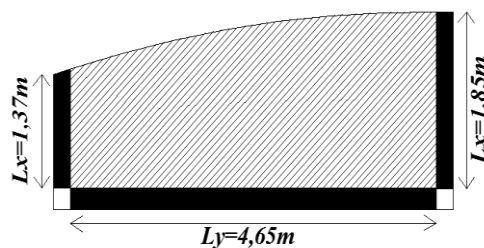


Figure II.18. Dalle sur trois appuis (D1)

b.2) Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU: } P_u = (1,35 G + 1,5 Q) = 10,71 \text{ KN/m} \\ \text{A l'ELS: } P_s = G + Q = 7,77 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Tableau II.26. Calcul des sollicitations

D1	M _{0max} (KN.m)		V(KN)	M _t =0.85M _{0max} (KN.m)		M _a =-0.3M _{0max} (KN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	27,81	20,18	7,18	23,63	17,15	-8,343	-6,05
Sens y-y	4,39	3,18	0,18	3,73	2,71		

c) Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple :

Tableau II.27. Calcul du ferrailage à l'ELU

Position	En travée		En appuis	Position	En travée		En appuis
	Sens x-x	Sens y-y			Sens x-x	Sens y-y	
M(KN.m)	23,63	3,73	-8,343	A _{cal} (cm ² /ml)	5,5	0,83	1,87
μ _{bu}	0.098	0.015	0,034	A _{min} (cm ² /ml)	1,2	1,2	1,2
α	0.129	0.019	0,044	A _{opt} (cm ² /m)	5HA12=5,65	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Z(m)	0.123	0.128	0,128	St(cm)	20	25	25

d) Vérifications aux états limites (ELU, ELS)

d.1) Vérification à l'ELU

d.1.1) Vérification de l'espacement

- **En travée :** $St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (3e ; 33\text{cm}) \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} \end{array} \right.$ (FPN) ; Soit St= 20cm.
- **En appuis :** $St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (3e ; 33\text{cm}) \\ \frac{100}{4} = 25\text{cm} \end{array} \right.$ (FPN) ; Soit St= 25cm.

d.1.2) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{7,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,055 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0,07 \times Ft_{28}}{\gamma b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement, on n'a pas besoin de A_t dans la dalle.

d.2) Vérification à l'ELS

d.2.1) Etat limite de compression de béton et l'état limite d'ouverture des fissures

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau II.28. Vérifications des contraintes

Position		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b < σ _b (MPa)	σ _{st} < σ _s (MPa)
En travée	Sens x-x	17.15	3.92	8995.2	7.47 ≤ 15	259.67 > 201.63
	Sens y-y	2.71	2.51	3844.8	1.77 ≤ 15	110.9 ≤ 201.63
En appui		-6.05	2.51	3844.8	3.94 ≤ 15	247.59 > 201.63

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x en travée et en appuis, donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau II.29. Ferrailage de dalle à l'ELS

Position	M_s (KN.m)	β $\times 10^{-3}$	α	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	σ_{st} (MPa)	observation
Travée x-x	17.15	5.03	0.37	7.45	5HA14= 7.7	86.77	Vérifiée
appuis	-6.05	1.77	0.23	2.49	4HA10= 3.14	160.99	vérifiée

d.2.2) Evaluation de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0.85M_t}{20 M_0}\right) \times l \\ At \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} > 5,73 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 7,7\text{cm}^2 > 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée} \end{array} \right. \\ \text{Sens y-y : } \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} < 19,76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée} \\ 2,01\text{cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \end{array}$$

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.

Tableau II.30. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation	
D1	x-x	1.01	0.321	0.723	0.27	$1.142 \leq 5.4$	vérifiée
	y-y	1.37	0.346	0.565	0.475	$1.13 \leq 18.6$	vérifiée

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des autres dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau II.31. Sollicitations maximales dans les autres dalles pleines

Type		sollicitation							
		ELU					ELS		
		M_x^{max} (KN.M)	M_y^{max} (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^{max} (KN.M)	M_y^{max} (KN.m)	M_{appui} (KN.m)
Habitation	D2	5.81	2.31	-2.05	5.89	0.57	4.18	1.66	-1.48
	D3	77.22	5.23	-4.81	14.45	9.76	5.99	4.83	-3.99
	D4	3.03	3.79	-1.07	6.1	2.57	2.2	2.73	-0.77
Commerce	D3''	10.75	7.78	-7.17	21.53	14.6	8.68	7.01	-5.79

On procède au ferrailage des différents types de dalle de la même manière que L'exemple de calcul précédent (types D1), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.32. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)
D2	x-x	5.81	0.024	0.03	0.128	1.3	1.2	3HA10=2.36
	y-y	2.31	0.0096	0.012	0.129	0.51	1.2	3HA8=1.51
	appui	-2.05	0.0085	0.01	0.129	0.45	1.2	3HA8=1.51
D3	x-x	7.22	0.03	0.038	0.128	1.62	1.28	4HA8=2.01
	y-y	5.23	0.021	0.027	0.129	1.17	1.2	3HA8=1.51
	appui	-4.81	0.02	0.025	0.128	1.07	1.28	3HA8=1.51

D4	x-x	3.03	0.013	0.016	0.129	0.674	1.2	3HA8=1.51
	y-y	3.79	0.016	0.019	0.128	0.844	1.2	3HA8=1.51
	appui	-1.07	0.0045	0.006	0.129	0.237	1.2	3HA8=1.51
D3''	x-x	10.75	0.044	0.057	0.127	2.43	2.28	4HA10=3.14
	y-y	7.78	0.032	0.041	0.128	1.75	1.2	4HA8=2.01
	appui	-7.17	0.029	0.038	0.128	1.61	1.28	4HA8=2.01

Remarque

Le ferrailage des dalles pleines terrasses ont le même ferrailage que celui des dalles pleines d'étage habitation.

✓ **Vérification des Dalles aux états limites (ELU et ELS)**

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

Tableau II.33. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Types	V_u^{max} (KN)	$\tau_u^{max} \leq \tau$ (MPa)	Observation
D2	5.89	$0.045 \leq 1.17$	vérifiée
D3	14.45	$0.12 \leq 1.17$	vérifiée
D4	6.1	$0.047 \leq 1.17$	vérifiée
D3''	21.53	$0.16 \leq 1.17$	vérifiée

Tableau II.34. Vérifications des contraintes à l'ELS

Types	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
D2	x-x	4.18	2.22	4478.48	$2.07 \leq 15$	Vérifiée	$150.92 \leq 201.63$	Vérifiée
	y-y	1.66	2.21	2997.17	$1.22 \leq 15$	Vérifiée	$89.64 \leq 201.63$	Vérifiée
	appui	-1.48	2.21	2997.17	$1.09 \leq 15$	Vérifiée	$79.92 \leq 201.63$	Vérifiée
D3	x-x	5.99	2.51	3847.66	$3.9 \leq 15$	Vérifiée	$244.9 \geq 201.63$	Non Vérifiée
	y-y	4.83	2.21	2997.18	$3.56 \leq 15$	Vérifiée	$260.01 \geq 201.63$	Non Vérifiée
	appui	-3.99	2.21	2997.18	$2.94 \leq 15$	Vérifiée	$215.46 \geq 201.63$	Non Vérifiée
D4	x-x	2.2	2.21	2996.8	$1.62 \leq 15$	Vérifiée	$118.81 \leq 201.63$	Vérifiée
	y-y	2.73	2.21	2996.8	$2.01 \leq 15$	Vérifiée	$147.44 \leq 201.63$	Vérifiée
	appui	-0.77	2.21	2996.8	$0.567 \leq 15$	Vérifiée	$41.58 \leq 201.63$	Vérifiée
D3''	x-x	8.68	3.05	5618.09	$4.81 \leq 15$	Vérifiée	$230.59 \geq 201.63$	Non Vérifiée
	y-y	7.01	2.51	3847.66	$4.57 \leq 15$	Vérifiée	$289.13 \geq 201.63$	Non Vérifiée
	appui	-5.79	2.51	3847.66	$3.77 \leq 15$	Vérifiée	$236.78 \geq 201.63$	Non Vérifiée

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée de la dalle D3 et D3'', ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante :

$$D3 : \begin{cases} A^T x = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A^T y = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ Aa = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \quad D3'' : \begin{cases} A^T x = 5HA10 = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A^T y = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ Aa = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

✓ **Evaluation de la flèche**

❖ Pour la dalle D2:

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : \begin{cases} 15 \text{ cm} > 4,89 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ 2,36 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \\ \text{Sens } y - y : \begin{cases} 15 \text{ cm} > 10,63 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ 1,51 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \end{cases}$$

- ❖ Pour la dalle D3:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x : \begin{cases} 15 \text{ cm} < 16,12 \text{ cm} \dots \dots \text{condition non vérifier} \\ 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \\ \text{Sens } y - y : \begin{cases} 15 \text{ cm} < 18,37 \text{ cm} \dots \dots \text{condition non vérifier} \\ 2,01 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \end{array} \right.$$
- ❖ Pour la dalle D4

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x : \begin{cases} 15 \text{ cm} > 6,4 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifier} \\ 1,51 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \\ \text{Sens } y - y : \begin{cases} 15 \text{ cm} > 8,5 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifier} \\ 1,51 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \end{array} \right.$$
- ❖ Pour la dalle D3'' :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x : \begin{cases} 15 \text{ cm} < 16,12 \text{ cm} \dots \dots \text{condition non vérifier} \\ 3,93 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \\ \text{Sens } y - y : \begin{cases} 15 \text{ cm} < 18,37 \text{ cm} \dots \dots \text{condition non vérifier} \\ 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau II.35. Vérifications de la flèche à l'ELS

localisation	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation	
D3	x-x	2.54	0.643	1.05	0.849	$2.098 \leq 8.6$	vérifiée
	y-y	2.71	0.683	1.12	0.902	$2.245 \leq 9.8$	vérifiée
D3''	x-x	2.35	0.595	1.41	0.786	$2.379 \leq 8.6$	vérifiée
	y-y	2.67	0.674	1.6	0.89	$2.706 \leq 9.8$	vérifiée

❖ Calcul des aciers de renfort dans la dalle avec ouverture à usage commercial (cage ascenseur)

$$\begin{cases} A'_x = a \times A_x \\ A'_y = b \times A_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A'_x = 1,9 \times 3,93 = 7,47 \text{ cm}^2 \\ A'_y = 1,5 \times 2,14 = 3,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

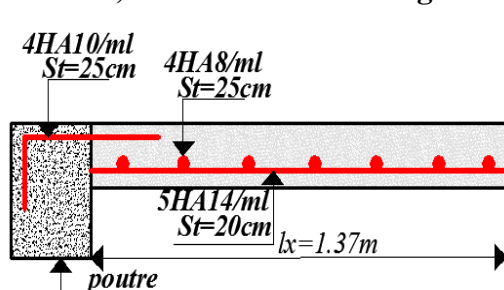
❖ Longueur des barres

$$\begin{cases} l_a = a + b + 2l_s \\ l_b = a + b + 2l_s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} l_a = 4,2 \text{ m} \\ l_b = 4,2 \text{ m} \end{cases} ; \text{ avec : } l_s = 40\phi \text{ (HA)}$$

Remarque

Le calcul des aciers de renfort dans la dalle avec ouverture à usage habitation se calculent avec mêmes étapes précédentes.

e) Schéma de ferrailage



Coupe 1-1

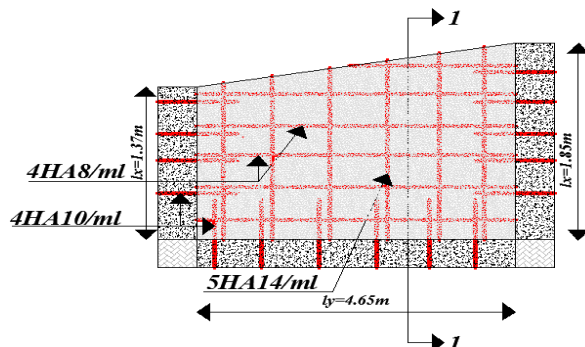
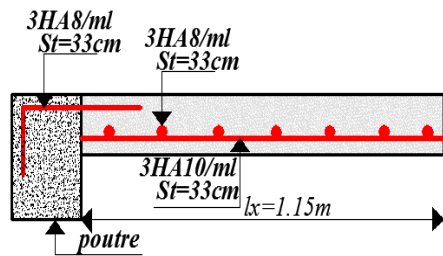


Figure II.19. Schéma de ferrailage du panneau D1



Coupe 1-1

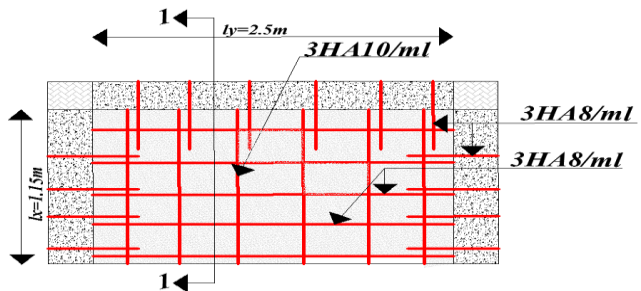
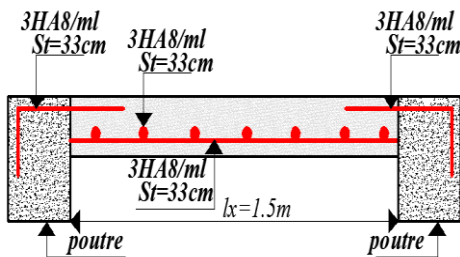


Figure II.20. Schéma de ferrailage du panneau D2



Coupe 1-1

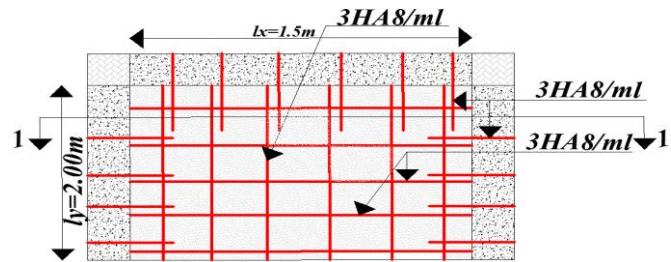
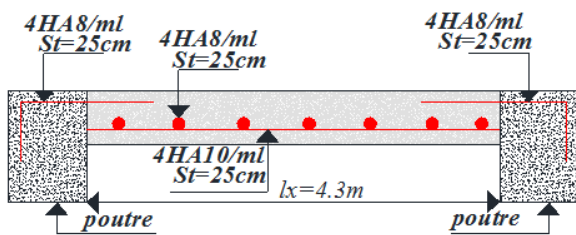


Figure II.21. Schéma de ferrailage du panneau D4



Coupe 1-1

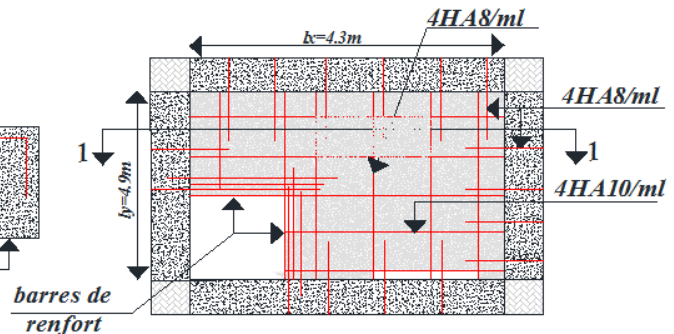
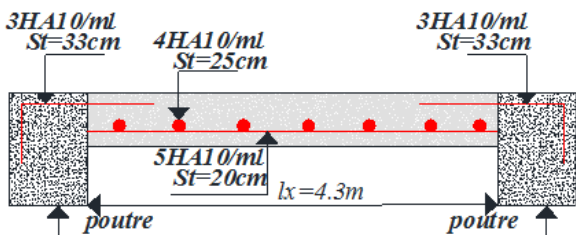


Figure II.22. Schéma de ferrailage du panneau D3



Coupe 1-1

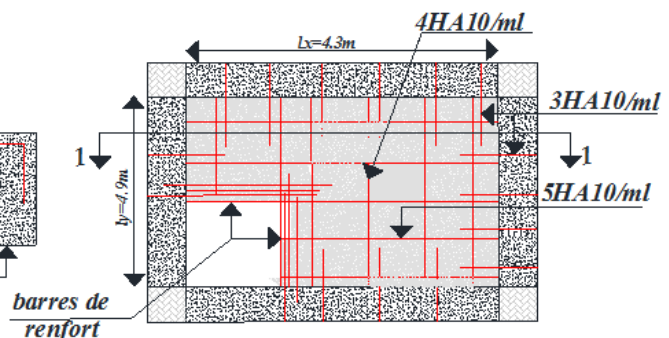


Figure II.23. Schéma de ferrailage du panneau D3''

II.3.2. Etude de l'ascenseur

II.3.2.1. Définition

L'ascenseur est un appareil servant au transport vertical des personnes et des charges aux différents étages d'un immeuble, il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

✓ Les caractéristiques

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 8,4 \\ L = 190 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l = 150 \text{ cm} \\ V = 1,00 \text{ m/s} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P_m = 15 \text{ KN} \\ D_m = 82 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} F_c = 102 \text{ KN} \\ P_p = 6,3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

II.3.2.2. Etude de la dalle inférieure « cas d'une charge répartie »

$$\text{on a : } \begin{cases} l_x = 1,5 \text{ m} \\ l_y = 1,9 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} S = 2,85 \text{ m}^2 \\ \rho = 0,78 \end{cases}$$

À partir de la condition de détermination de l'épaisseur $\frac{l}{45} \leq e \leq \frac{l}{40}$ et de la coupure de feu on opte pour : $e = 15 \text{ cm}$.

a) Évaluation des charges et surcharges

$$\begin{cases} G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m} \\ G_2 = 20 \times 0,05 = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G' = G_1 + G_2 = 4,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} G = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2,85} = 37,79 \text{ KN/m}^2 \\ G^{tot} = G + G' = 40,54 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\begin{cases} q_u = 1,35G_{tot} + 1,5Q = 56,23 \text{ KN/m}^2 \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,9} = 0,78 > 0,4 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases} \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c) calcul des moments

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times l_x \times q_u = 7,39 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 4,14 \text{ KN.m} \end{cases} ; \text{ en travée } \begin{cases} M_x^t = 0,75M_x^0 = 5,54 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_y^0 = 3,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis : $M_a = M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x^0 = -3,7 \text{ KN.m}$

d) Calcul de ferrailage

Les résultats de calcul du ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min} (\frac{cm^2}{ml})$	$A_{opt} (\frac{cm^2}{ml})$
Travée	x-x	5,54	0,024	0,03	0,129	1,3	1,33	4HA8=2,01
	y-y	3,11	0,013	0,016	0,129	0,69	1,2	3HA8=1,51
Appuis	x-x	-3,7	0,015	0,019	0,129	0,82	1,33	3HA8=1,51

e) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

e.1) Vérification à l'ELU

e.1.1) Espacement des barres

$$\begin{cases} \text{Sens x - x : } St < \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens y - y : } St < \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

e.1.2) Vérification l'effort tranchant

$$V^{max} = \max \begin{cases} V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 30,37 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 14,95 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} \tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,23 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \frac{0,07 \times}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ (Condition vérifiée).

e.2) Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} q_s = G_{tot} + Q = 41,54 \text{ KN/m}^2 \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,9} = 0,78 > 0,4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases} \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times l_x \times q_s = 4,05 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 2,77 \text{ KN.m} \end{cases} ; \text{ en travée } \begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x^0 = 3,04 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y^0 = 2,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis : $M_a = M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x^0 = -2,03 \text{ KN.m}$

e.2.1) Vérification des contraintes

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15A_s - 15A_s d ; I = \frac{b}{2} y^3 + 15A_s (d - y)^2 ; \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y ; \sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$$

La vérification des contraintes de compression de béton et état limite de fissuration sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau II.37. Vérification des contraintes

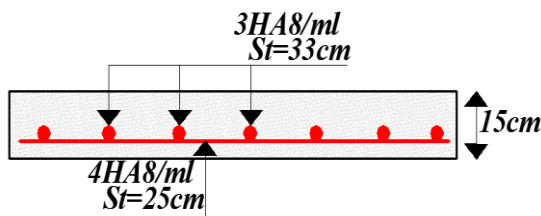
Position	sens	M _u (KN.m)	A _s ($\frac{cm^2}{ml}$)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ _{bc} < σ̄ _b (MPa)	σ _s < σ̄ _s (MPa)	observation
Travée	x-x	3,04	2,01	2,51	3582,68	2,13 < 15	133,5 < 201,63	Vérifiée
	y-y	2,08	1,51	2,21	2817,09	1,61 < 15	119,5 < 201,63	Vérifiée
Appuis	x-x	-2,03	1,51	2,21	2817,09	1,59 < 15	116,6 < 201,63	Vérifiée

e.2.2) Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Sens x-x } & \begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \rightarrow 0,1 \geq 0,0375 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow 2,01 \leq 6,5 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \\ \checkmark \text{ Sens y-y } & \begin{cases} \frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \rightarrow 0,078 \geq 0,0375 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2 \times b^0 \times d}{f_e} \rightarrow 1,51 \leq 6,5 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \end{aligned}$$

f) schémas de ferrailages



Coupe A-A

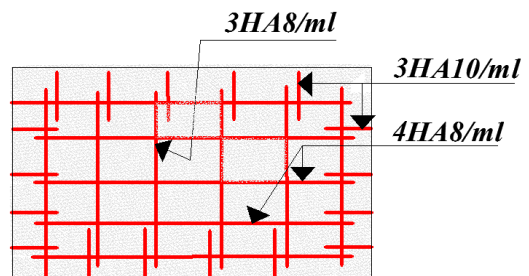


Figure II.24. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

II.3.2.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ situé sur le plan moyen de la dalle.

$$\begin{cases} a_0 \times b_0 : \text{surface dont la charge est appliquée} \\ u \times v : \text{surface d'impact} \end{cases} \begin{cases} a_0 \text{ et } u : \text{dimension suivant } x - x \\ b_0 \text{ et } v : \text{dimension suivant } y - y \end{cases}$$

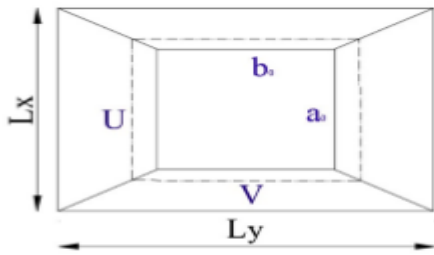


Figure II.25. Schémas représentant la surface d'impact

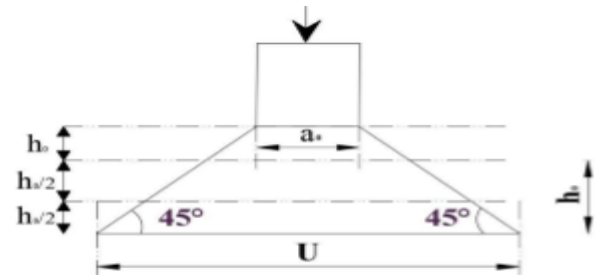


Figure II.26. Calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$

Pour $V=1\text{m/s} \rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$ avec $\begin{cases} h = 15\text{cm (dalle)} \\ h = 05 \text{ cm revêtement)} \end{cases}$

ξ : coefficient dépend de type de revêtement \rightarrow pour $\xi = 1 \rightarrow \begin{cases} u = 105 \text{ cm} \\ v = 105 \text{ cm} \end{cases}$

a) Calcul les sollicitations

$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$; Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 sont en fonction de ρ : pour $\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} M_1 = \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ M_2 = \frac{v}{l_y} = 0,55 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,086\text{KN.m} \\ M_2 = 0,063\text{KN.m} \end{cases}$

b) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} Du système de levage à l'ELU

$g = D_m + P_m + P_p = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 11,99 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8,79\text{KN.m} \end{cases}$
 $q_u = 1,35 \times g = 139,45 \text{ KN}$

b.1) Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU

$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = 7,91 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = q_u \times l_x^2 \times \mu_x \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,05 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,58 \text{ KN.m} \end{cases}$

b.2) calcul les moments réels

En utilisant la méthode de superposition des moments pour le calcul de M_x et M_y d'abord

$\begin{cases} M_0^x = M_{x1} + M_{x2} = 13,03 \text{ KN.m} \\ M_0^y = M_{y1} + M_{y2} = 9,37 \text{ KN.m} \end{cases}$

en travée $\begin{cases} M_x^t = 0,75M_x^0 = 9,77 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_y^0 = 7,03 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x^0 = -6,52 \text{ KN.m}$

c) Calcul du ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.38. Ferrailage de la dalle supérieur de l'ascenseur

Position	sens	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{cal} ($\frac{cm^2}{ml}$)	A ^{min} ($\frac{cm^2}{ml}$)	A ^{opt} ($\frac{cm^2}{ml}$)
Travée	x-x	9,77	0,041	0,051	0,127	2,2	1,33	5HA8 = 2,51
	y-y	7,03	0,029	0,037	0,128	1,57	1,2	4HA8 = 2,01
Appuis	x-x	-6,52	0,027	0,034	0,128	1,46	1,33	3HA8 = 1,51

d) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

d.1) Vérification a l'ELU

d.1.1) Vérification au poinçonnement

$$\begin{cases} Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U_c = 420cm \\ Q_u = 472,5 KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 139,45 KN < Q_u = 472,5 KN \\ \text{pas de risque de poinçonnement} \end{cases}$$

d.1.2) Vérification de l'effort tranchant

On a : u = v = 105 KN

$$V^{max} = \frac{Q_u}{3 \times 4,2} \rightarrow V^{max} = 11,068 KN$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,085 MPa < \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

d.2) Vérification a l'ELS

d.2.1) calcul du moment engendré par le moment de levage

$$\begin{cases} q_s = g = 103,3 KN \\ M_{x1} = q_s \times (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + vM_1) \end{cases}; \begin{cases} M_{x1} = 10,18 KN.m \\ M_{y1} = 08,28 KN.m \end{cases}; \begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}; \rho = 0,78, q_s = 5,75 \frac{Kn}{m^2}$$

d.2.2) calcul du moment due au poids propre de la dalle

$$\rho = 0,78 : \begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases} \text{ et } q_s = 5,75 KN/m^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_s \times l_x^2 \times \mu_x \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,84 KN.m \\ M_{y2} = 0,58 KN.m \end{cases}$$

d.2.3) calcul les moments réels

En utilisant la méthode de superposition des moments pour le calcul de M_x et M_y d'abord

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,02 KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,86 KN.m \end{cases} \rightarrow \text{en travée} \begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x^0 = 8,27 KN.m \\ M_y^t = 0,75 M_y^0 = 6,65 KN.m \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = M_x^a = M_y^a = - 0,5 M_x^0 = -5,51 KN.m$$

d.2.4) Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.39. Vérification des contraintes

Position	sens	M _s (KN.m)	A _s ($\frac{cm^2}{ml}$)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ _{bc} < σ _b (MPa)	σ _s < σ _s (MPa)	observation	
								σ _{bc}	σ _s
Travée	x-x	8,27	2,51	2,44	4680,7	4,31 < 15	279,8 > 201,63	V	NV
	y-y	6,65	2,01	2,51	3847,6	4,33 < 15	271,9 > 201,63	V	NV
Appuis	x-x	-5,51	1,51	2,17	2999,5	3,98 < 15	298,4 > 201,63	V	NV

Remarque :

il faut recalculer la section d'armature de travée dans les deux sens à l'ELS

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} \quad , \quad \alpha' = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad ; \quad A_s = \frac{M_s}{d \times (1 - \frac{\alpha'}{3}) \times \bar{\sigma}_s}$$

Les résultats trouvés après le recalcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.40. Ferrailage de la dalle à l'ELS

Position	sens	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α'	A _s ($\frac{cm^2}{ml}$)	A ^{opt} ($\frac{cm^2}{ml}$)	S _t (cm)
Travée	x-x	8,27	2,42	0,265	3,46	4HA12 = 4,52	25
	y-y	6,65	1,95	0,239	2,75	4HA10 = 3,14	25
Appuis		-5,51	1,16	0,184	2,23	3HA10 = 2,36	33

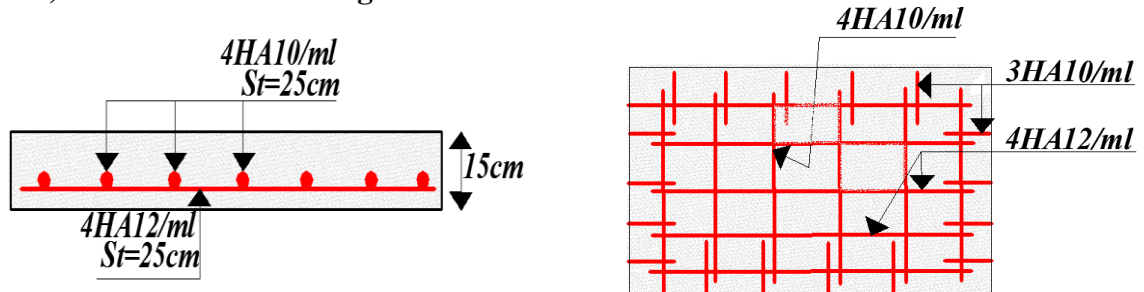
d.2.5) Evaluation de la flèche

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

$$\checkmark \text{ Sens x-x } \begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M^t}{20 \times M^0}\right) \rightarrow 0,1 \geq 0,0375 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A^t \leq \frac{2 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow 4,52 \leq 6,5 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y } \begin{cases} \frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M^t}{20 \times M^0}\right) \rightarrow 0,078 \geq 0,0375 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A^t \leq \frac{2 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow 3,14 \leq 6,5 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

e) schémas de ferrailages



Coupe A-A

Figure II.27. Schémas de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

II.3.3. Etude de la poutre de chaînage

II.3.3.1. Pré-Dimensionnement

✓ **Exigences du RPA 99/2003 (Art 9.3.3)**

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

Hauteur minimale $h \geq 15 \text{ cm}$.

Largeur minimale $b \geq \frac{2}{3}$ de l'épaisseur du mur ; Donc : $b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$ tel que $L_{max} = 470\text{cm}$; On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$b_{p,ch} = 30\text{cm} > 20 \text{ cm}$ (Vérifiée) ; $b_{p,ch} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (Vérifiée).

$\frac{h_{p,ch}}{b_{p,ch}} = 1.16 < 4$ (Vérifiée).

II.3.3.2. Calcul des sollicitations

Le chaînage est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple .son rôle est de reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte.

Type 1 :

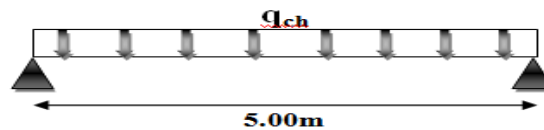


Figure II.28. Schéma statique de la poutre de chaînage Type 1

Type 2 :

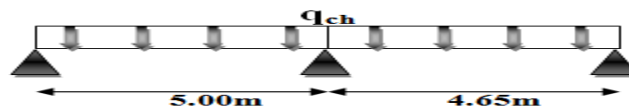


Figure III.29. Schéma statique de la poutre de chaînage Type 2

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0,35 = 2,63 \text{ KN/ml}$.
- Poids murs double cloison : $G_{mur} = 2,76 \times (3,40 - 0,30) = 8,42 \text{ KN/ml}$.

✓ **Exemple de calcul (types 1) :**

$$ELU: \begin{cases} q_u = 1,35(G_p + G_{mur}) = 14,91 \frac{KN}{ml} \\ M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 46,59 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 37,27 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} q_s = (G_p + G_{mur}) = 11,05 \text{ KN/ml} . \\ M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 34,53 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

✓ **Correction des moments :**

$$Travée: \begin{cases} M_t^u = 0,85 M_u = 39,6 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 M_s = 29,35 \text{ KN.m} \end{cases} ; \text{ Appuis: } \begin{cases} M_a^u = -0,5 M_u = -23,29 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,5 M_s = -17,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.41. Sollicitation maximales dans les différents types des poutres de chaînage

Position	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	$M^{travée}$ (KN .m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	$M^{travée}$ (KN .m)
Type 1	-23,29	/	39,6	37,27	-17,26	/	31,9
Type2	-23,29	-27,95	32,62	42,86	-18,76	-20,71	24,17

II.3.3.3. Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau II.42. Moments et ferrailages correspondant

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	39,6	0,085	0,112	0,315	3,6	1,195	3HA14= 4,62
Appui inter	-27,95	0,06	0,077	0,319	2,51	1,195	2HA14= 3,08
Appui de rive	-23,29	0,05	0,064	0,321	2,08	1,195	3HA10= 2.36

II.3.3.4. Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications à l'ELU

a.1) Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,433 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{FPN} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

a.2) Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcul $A_{trans} \rightarrow A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{f_e \times 0.9} \rightarrow A_{trans} = 2,46 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + un étrier de $\emptyset 8 \Rightarrow A_{trans} = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b) Vérifications à l'ELS

b.1) Vérification des contraintes

La vérification de la contrainte de compression dans le béton se fait au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \sqrt{110 \eta f_t 28} \right) \end{array} \right. ; \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{b y^2}{2} + 15 A y - 15 A d \\ I = \frac{b y^3}{2} + 15 A (d - y)^2 \end{array} \right.$$

Tableau II.43. Vérification des contraintes

Position	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	31,9	10,25	46635,98	$7,01 \leq 15$	$233,42 > 201.63$
En appui	-20,71	8,65	33884,51	$5,25 \leq 15$	$223,23 > 201.63$

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée, donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

Tableau II.44. Ferrailage de la poutre de chaînage à l'ELS

Position	$M_s(KN.m)$	$\beta \times 10^{-3}$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$\sigma_b(MPa)$	obse
Travée	31,9	4,84	0,36	5,45	3HA16= 6.03	6.52	vérifiée
appuis	-20,71	3,14	0,30	3,45	2HA12+1HA14= 3,8	4,88	vérifiée

b.2) Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.07 \leq 0.085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 0.0061 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 5m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

première condition n'est pas vérifiée donc on va vérifier la flèche (CBA 93)
Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau II.45. Vérifications de la flèche à l'ELS

travée	M^g_{ser} (KN.m)	M^i_{ser} (KN.m)	M^p_{ser} (KN.m)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f (mm)
5 (m)	31.9	31.9	31.9	8.46	4.41	4.41	4.41	4.05	10

III.3.3.5. Schémas de ferrailage

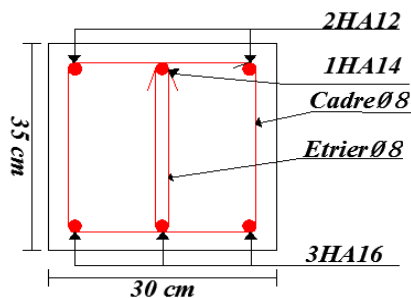


Figure II.30. Schéma de ferrailage de la Poutre de chaînage en travée

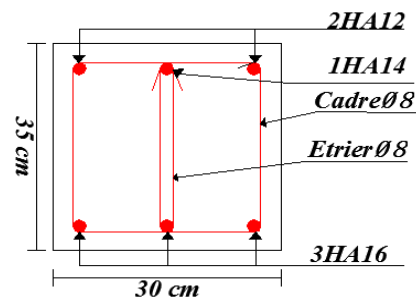


Figure II.31. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en appuis

II .3.4. Etude des escaliers

Type1 : Escalier sous-sol et autres étages

Type 2 : Escalier RDC

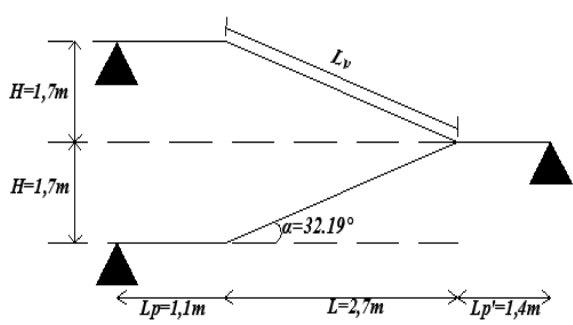


Figure II.32. Schéma statique escalier autres étages

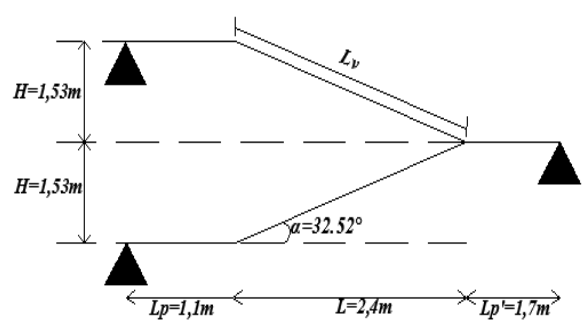


Figure II.33. Schéma statique Escalier RDC

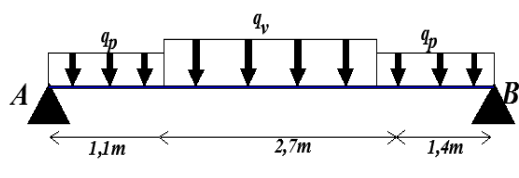


Figure II.34. Schéma statique après la projection escalier autres étages

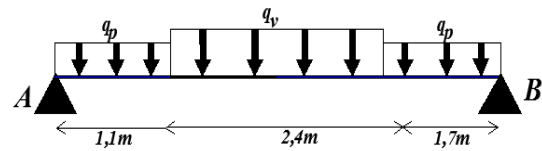


Figure II.35. Schéma statique après la projection d'escalier RDC

II.3.4.1. Combinaisons de charges et réactions d'appuis

Tableau 46. Les combinaisons de charges et les réactions d'appuis

ESC	Combinaisons				Réactions			
	ELU		ELS		ELU		ELS	
	q_v (KN/m)	q_p (KN/m)	Q_v (KN/m)	Q_p (KN/m)	R_A (KN)	R_B (KN)	R_A (KN)	R_B (KN)
Type1	16,39	12,55	11,86	9,02	38,11	37,52	27,5	27,06
Type2	17,19	12,55	12,46	9,02	38,85	37,56	28,06	27,1

II.3.4.2.Sollicitations

Les poutres étudiées sont isostatiques, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM)
 Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.47. Calcul des sollicitations

ESC	Position	En travée	En appuis	Position	En travée	En appuis
Type1	M(KN.m)	39.26	-26.17	A_{min} (cm ²)/ml	2.174	2.174
	μ_{bu}	0.085	0.056	A_{opt} (cm ²)/ml	5HA14=7.70	4HA12=4.52
	α	0.111	0.73	St(cm)	20	25
	Z (m)	0.171	0.174	$A_{rep}=A/4$ (cm ²)/ml	4HA8=2.01	3HA8=1.51
	A_{cal} (cm ²)/ml	6.56	4.3	St(cm)	25	33
Type2	M(KN.m)	40.03	26.69	A_{min} (cm ²)/ml	2.17	2.17
	μ_{bu}	0.087	0.058	A_{opt} (cm ²)/ml	5HA14=7.70	4HA12=4.52
	α	0.114	0.075	St(cm)	20	25
	Z (m)	0.171	0.175	$A_{rep}=A/4$ (cm ²)/ml	4HA8=2.01	3HA8=1.51
	A_{cal} (cm ²)/ml	6.7	4.39	St(cm)	25	33

II.3.4.3 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section (b × h) = (1ml × e) ;
 La même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_t^{max}

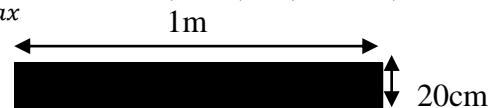


Figure II.36. Section du béton ferrailée

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous pour chaque type d'escalier

Tableau II.48. Calcul du ferrailage

Escalier	M_0^{max} (KN.m)		V_{max} (KN)	$M_t=0.75 M_0^{max}$ (KN.m)		$M_a= -0.5M_0^{max}$ (KN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
Autre étage	52.35	37.83	38.11	39.26	28.37	-26.17	-18.91
RDC	53.37	38.6	38.85	40.03	28.95	-26.69	-19.31

❖ Espacement des barres

$$A_l : St \leq \min(3e, 33cm) \quad ; St = \frac{100}{4} = 25cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_r : St \leq \min(4e, 45cm) \quad ; St = \frac{100}{4} = 25cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

II.3.4.4 Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérification a l'ELU

a.1) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu^{me}}{(b_0 \times d)} \quad ; \quad FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2fc_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau II.49. Vérification de l'effort tranchant

Escalier	V_u^{max} (KN)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
Type1	38.11	100	18	0.21	3.33	Vérfiée
Type2	38.85	100	18	0.215	3.33	Vérfiée

Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales des deux types.

b) Vérification à l'ELS

b.1) Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ avec : } \begin{cases} \frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad \\ I = \frac{by^3}{2} + 15A(d - y)^2 \end{cases}$$

Tableau II.50. Vérification des contraintes

Escalier	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)
Type1	En travée	28.37	5.39	23585.59	6.48	15	Vérfiée
	En appuis	-18.91	4.3	15375.61	5.28	15	Vérfiée
Type2	En travée	28.95	5.42	23748.41	6.61	15	Vérfiée
	En appuis	-19.31	4.3	15391.83	5.39	15	Vérfiée

b.2) Vérification de la flèche : (CBA93.art B.6.5.3)

✓ Escalier type1 (sous-sol et du 1^{er} au 8^{ème} étages)

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

$$e \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} \times l \rightarrow 0.2 < 0.39 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 4.28 \times 10^{-3} < 0.011 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g: } \begin{cases} q_v = 9.36 \text{ KN/m} \\ q_p = 6.52 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_g = 22.04 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_g^{st} = 176.68 \text{ MPa} \rightarrow \mu_g = 0.28$$

$$\text{Sous j: } \begin{cases} q_v = 7.78 \text{ KN/m} \\ q_p = 5 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_j = 18.07 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_j^{st} = 144.86 \text{ MPa} \rightarrow \mu_j = 0.19$$

Sous p: $\begin{cases} q_v = 11.85 \text{ KN/m} \\ q_p = 9.02 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_p = 28.37 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_p^{st} = 227.48 \text{ MPa} \rightarrow \mu_p = 0.38$

$$\begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.60 \text{ MPa} \\ \lambda_i = 4.88 \\ \lambda_v = 1.95 \end{cases} ; \begin{cases} \rho = 0.0043\% \\ I_0 = 34072.53 \text{ cm}^4 \end{cases} \begin{cases} I_{g^v} = 2.4 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{g^i} = 1.56 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{j^i} = 1.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{p^i} = 1.29 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases} \begin{cases} f_g^v = 2.28 \text{ mm} \\ f_g^i = 1.16 \text{ mm} \\ f_j^i = 0.79 \text{ mm} \\ f_p^i = 1.82 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = 2.15 \text{ mm} < f = \frac{520}{1000} + 0.5 = 10.2 \text{ mm}$$

✓ Escalier type2 (RDC)

$$e \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} \times l \rightarrow 0.2 < 0.39 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 5.13 \times 10^{-3} < 0.011 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Sous g: $\begin{cases} q_v = 9.96 \text{ KN/m} \\ q_p = 6.52 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_g = 22.61 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_g^{st} = 181.28 \text{ MPa} \rightarrow \mu_g = 0.29$

Sous j: $\begin{cases} q_v = 7.78 \text{ KN/m} \\ q_p = 5 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_j = 19.94 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_j^{st} = 141.04 \text{ MPa} \rightarrow \mu_j = 0.18$

Sous p: $\begin{cases} q_v = 12.46 \text{ KN/m} \\ q_p = 9.02 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow M_p = 39.99 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_p^{st} = 232.07 \text{ MPa} \rightarrow \mu_p = 0.39$

$$\begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.60 \text{ MPa} \\ \lambda_i = 4.88 \\ \lambda_v = 1.95 \end{cases} ; \begin{cases} \rho = 0.0043\% \\ I_0 = 34072.53 \text{ cm}^4 \end{cases} \begin{cases} I_{g^v} = 2.37 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{g^i} = 1.53 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{j^i} = 1.96 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{p^i} = 1.27 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases} \begin{cases} f_g^v = 2.37 \text{ mm} \\ f_g^i = 1.22 \text{ mm} \\ f_j^i = 0.74 \text{ mm} \\ f_p^i = 1.89 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = 2.29 \text{ mm} < f = \frac{520}{1000} + 0.5 = 10.2 \text{ mm}$$

II.3.4.5. Etude de la poutre palière

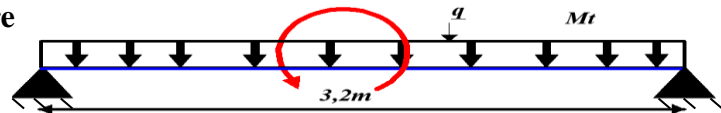


Figure II.37. Schéma statique poutre palier

a) Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

✓ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1,16 \leq 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

b) Charge revenant aux poutres

✓ Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$

✓ Poids propre de mur : $g_1 = 2.76 \times 1.35 = 3.726 \text{ KN/m}$

✓ Charge revenant à l'escalier $\rightarrow \begin{cases} R_u^B = 37,52 \text{ KN} \\ R_s^B = 27,06 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Moment de torsion $M_{tors} = M_B \times l/2$

c) Sollicitations

A PELU $\rightarrow q_u = 1,35(g_0 + g_1) + R_u^B = 46,09 \text{ KN}$

A PELS $\rightarrow q_s = g_0 + g_1 + R_s^B = 33,41 \text{ KN}$

Tableau II.51. Calcul des sollicitations

M _{0 max} (KN.m)		M _{t=0.75M_{0max}} (KN.m)		M _{a=-0.5M_{0max}} (KN.m)		V _{max} (KN)
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
58,99	42,76	44,24	32,07	-29,49	-21,38	73,74

d) Ferrailage

Tableau II.52. Résultat du ferrailage de la poutre palière

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	44,24	0,095	0,125	0,313	4,05	1,19
Appuis	-29,49	0,063	0,082	0,319	2,65	1,19

e) Vérification aux états limites (ELU et ELS)

e.1) Vérifications à L'ELU

e.1.1) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{73,74 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{FPN}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

On fixe S_t=15cm → A_{trans} ≥ $\frac{0,4 \times S_t \times b}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} \leq \frac{b \times S_t (\tau - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} = 0,138 \text{ cm}^2$$

Donc on prend A^{f.s}_{trans} = 0.45cm²

✓ **Calcul a la torsion**

$$M^{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -26,17 \times \frac{3,2}{2} = -41,87 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}, \Omega = (b-e)(h-e) = 750 \text{ cm}^2; U = [(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$$

✓ **Ferrailage**

➤ **Armature longitudinales**

$$A_l^{tors} = \frac{M_{tors} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{41,87 \times 10^{-3} \times 1,1}{2 \times 0,075 \times 348} = 8,82 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

On fixe l'espacement à : S_t = 15 cm

$$A_{trans} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{41,87 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,075 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

e.1.2) Vérification des contraintes tangentes à la torsion

$$\tau_u^{tors} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{41,87 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 5,58 \text{ MPa}$$

$$\tau^{tot} = \sqrt{(\tau^{f.s})^2 + (\tau^{tors})^2} = 5,62 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{FPN}$$

Donc y a de rupture par cisaillement, alors on augmente la section de béton ;

Soit : b=40cm et h=40cm

Tableau II.53. Vérification des contraintes tangentes à la torsion

e (cm)	Ω (cm ²)	U (cm)	τ ^{f.s} (MPa)	τ ^{tors} (MPa)	τ _{tot} ≤ τ̄ (MPa)	Observation
6.67	1110.88	66.66	0.49	2.83	2.87 ≤ 3.33	vérifiée

➤ **Ferrailage globale**

✓ **En travée :** A_t = A^{f.s} + $\frac{A^{tors}}{2}$ = 8.46cm² → On choisit : 3HA14+2HA16 = 8,64 cm²

✓ **En appui :** A_a = A^{f.s} + $\frac{A^{tors}}{2}$ = 7.06cm² → On choisit : 5HA14 = 7,7 cm²

➤ Armature transversales

$$A_{trans} = A_{trans}^{f.s} + A_{trans}^{tors} = 1.65 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + un étrier).}$$

e.2) Vérifications à L'ELS

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.54. Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _b ≤ σ̄ _b (MPa)
Travée	32.07	12.57	103830.12	3.88	15	Vérifiée
Appui	-21,38	11.74	91347.31	2.74	15	Vérifiée

f) Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{0.4}{3.2} = 0.125 \geq \frac{M_t^e}{10M_o} = 0.075 \dots \dots \dots \text{verifiée} \\ A = 8.64 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2b \times d}{f_e} = 15.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifiée} \\ l = 3.2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{verifiée} \end{cases} \quad ; \text{ Les conditions sont vérifiées}$$

g) Schémas de ferrailages

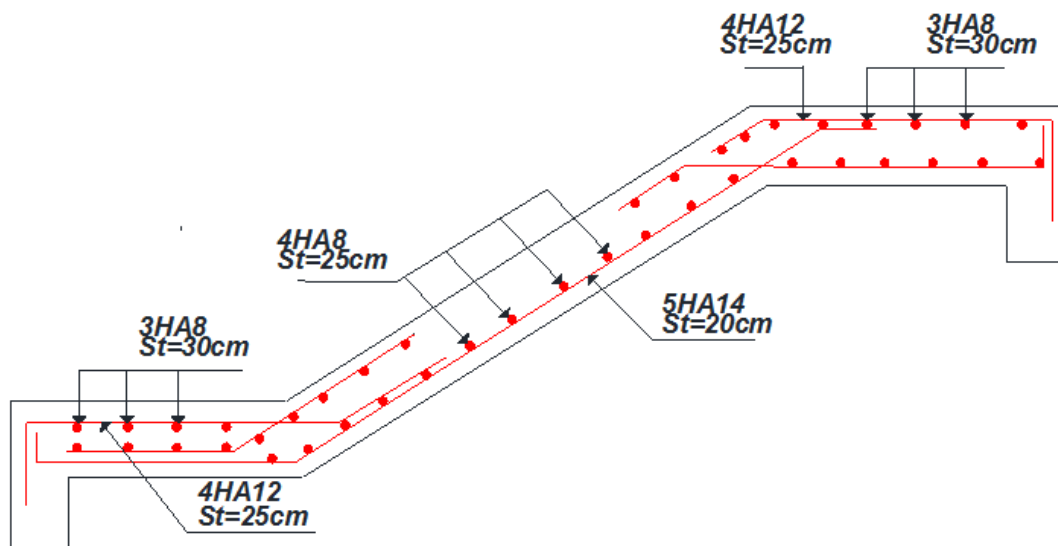


Figure II.38. Schéma de ferrailage d'escalier type 1 et type 2

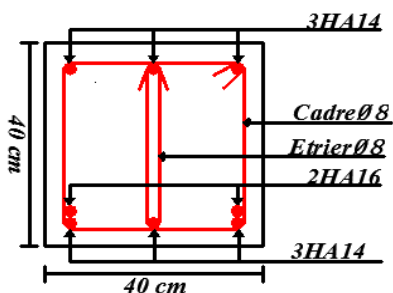


Figure II.39. Schéma de ferrailage de la poutre de palière en travée

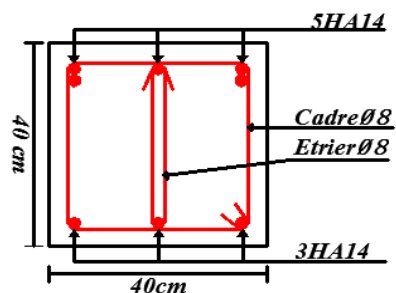


Figure II.40. Schéma de ferrailage de la poutre de palière en appuis

II.3.5. Etude de l'acrotère

II.3.5.1. Étude de l'acrotère de la terrasse inaccessible

✓ Evaluation des charges et surcharges

$$G = 25 \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/m}$$

$$G_{revet} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN/m} ; Q = 1 \text{ KN/m}$$

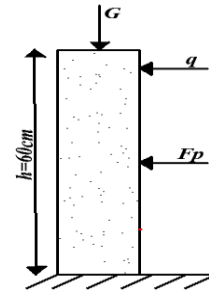


Figure II.41. Les Sollicitations sur l'acrotère

✓ La force sismique (RPAart6.2.3)

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

$$A = 0,15 ; C_p = 0,8 \text{ et } W_p = G + G_{revet} = 2,25 \text{ KN/m} , F_p = 1,08 \text{ KN}$$

a) Calcul des sollicitations

✓ Calcul les centres de gravités

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = 0,06 \text{ m} \text{ et } Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = 0,33 \text{ m}$$

ce qui donnent les moments suivants :

$$M_G = 0 \text{ KN.m} ; M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \text{ et } M_{f,p} = 1,08 \times 0,33 = 0,35 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations sous différentes combinaisons sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.55. Différentes combinaisons de l'acrotère de la terrasse inaccessible

Sollicitations	ELU accidentelle	ELU	ELS
	$G + Q + F_p$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N(KN)	2,25	3,03	2,25
M(KN.m)	0,93	0,9	0,6

✓ Calcul de l'excentricité

$$e = e_2 + e_1 + e_a \text{ avec } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,93}{2,27} = 0,41 \text{ m} > \frac{H}{6} = 0,1 \text{ m} \text{ (la section est partiellement comprimé)}$$

$$\text{BAEL99/2003 (art A.4.3.5)} \begin{cases} e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{H}{250}) \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha\phi) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_f = 0,2 \times l = 1,2 \text{ m} \\ e_a = 2 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} e_2 = 0,0104 \text{ m} \\ e = 0,45 \text{ m} \end{cases}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,06 \text{ KN} \text{ et } M_u = N_u \times e = 3,06 \times 0,45 = 1,38 \text{ Kn.m}$$

b) Ferrailage

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$\text{Pour } \begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow M_{ua} = 1,38 + 3,03 (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,016 ; \alpha = 0,02 ; Z = 0,079$$

$$A_{ls} = 0,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = A_{ls} - \frac{N_u}{\sigma}$$

$$A_s = 0,43 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} > A_s$$

$$\text{Soit } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature de répartition : } A_{r\acute{e}p} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{r\acute{e}p} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

c) Vérifications aux états limites (ELU et ELS)

c.1) Vérification à l'ELU

c.1.1) Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration nuisible)

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{ct28}; 4) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2,5; 4) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,026 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

c.1.2) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}; \sum u_i : \text{la somme des périmètres des barres} \rightarrow \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{0,00208}{0,9 \times 0,08 \times 0,0754} = 0,44 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_s = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s \quad (\text{pas de risque par rapport à l'adhérence})$$

c.2) Vérification à l'ELS

c.2.1) Vérification des contraintes

D'après le BAEL91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A \text{ avec :}$$

e_A est la distance entre le centre de pression **C** et la fibre la plus comprimé **B** de la section

$$e_A = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,27} = 0,26 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$$C = 0,08 - 0,26 = -0,185 \text{ m} (C < 0; y > 0)$$

C à l'extérieur de la section

$$y_{ser} = y_c + C \rightarrow y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3C^2 + (d - C) \times \frac{90 \times A_s}{b} = -3 \times 0,185^2 + (0,08 + 0,185) \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,1046 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 + (d - C)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} = 2 \times 0,185^3 + (0,08 + 0,185)^2 \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = 0,0129 \text{ m}^2$$

on remplaçant p et q dans (*), sa résolution donne : $\Delta = 4P_s + 27q^2 = 9,87 \times 10^{-4} > 0$

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

$$-C \leq y_c \leq h - C \rightarrow 0,185 \leq y_c \leq 0,285 \rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0,201 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0,373 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = -0,172 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,373 \\ \phi = \cos^{-1}\frac{3q\sqrt{\frac{-3}{p}}}{2p} = 172,18^\circ \end{cases} \quad ; \text{ Donc on prend : } y_c = 0,201 \rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

✓ Calcul des contraintes

$$y = 0,016 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} I = \frac{b}{2} y^2 - 15 A(d - y) \\ I = 1,17\text{m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0,310 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ \sigma_s = 15,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,62 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

II.3.5.2. Étude de l’acrotère de la terrasse accessible

$$\text{On a : } \begin{cases} H = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ b = 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G_{tot} = 3,25 \text{ KN/m} \\ F_p = 1,56 \text{ KN} \quad (\text{FN}) \\ M_{Fp} = 0,83\text{KN/m} \end{cases} \begin{cases} y_c = 53,47 \\ X_c = 5,76 \text{ cm} \\ M_q = 1\text{KN/m} \end{cases}, M_g = 0 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$$

$e_{tot} = 38,57 \text{ cm}$, $N_u = 4,39 \text{ KN}$, $M_u = 1,69 \text{ Kn.m}$

Les sollicitations max sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau II.56. Différentes combinaisons de l’acrotère de la terrasse accessible

Combinaisons			
Sollicitations	ELU accidentel	ELU	ELS
	G + Q + FP	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3,25	4,39	3,25
M (KN.m)	1,83	1,5	1

✓ Ferrailage de l’acrotère

Le ferrailage est illustré dans le tableau suivant :

Tableau II.57. Ferrailage de l’acrotère

Type	M _{ua} (Kn.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{opt} (cm ² /ml)	A ^{rép} (cm ² /ml)
acrotère	1,77	0,025	0,032	0,069	0,85	0,84	4HA8 = 2,01	4φ6 = 1,13

Armatures principales : S_t = 25 cm ; armatures de répartition : S_t = 25 cm

✓ Vérifications des à ELU

Tableau II.58. Vérifications à l’ELU

Vérification de l’adhérence				Vérification de l’effort tranchant		
τ _s (MPa)	τ̄ _s (MPa)	τ _s < τ̄ _s (MPa)	observation	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
0,41	2,83	0,41 < 2,83	Vérifiée	0,037	2,5	Vérifiée

✓ Vérification à l'ELS,
 On a: $0,357m$, $p = - 0,389m^2$, $q = - 0,093m^3$, $\varphi = 94,33^\circ$, $a = 0,72m$, $y_c = -0,341m$, $y = 0,016m$

Tableau II.59. Vérification des contraintes

Etat limite compression				Etat limite de fissuration		
σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
1,78	15	$1,78 < 15$	Vérifiée	88,2	201,63	Vérifiée

d) Schémas de ferrailages

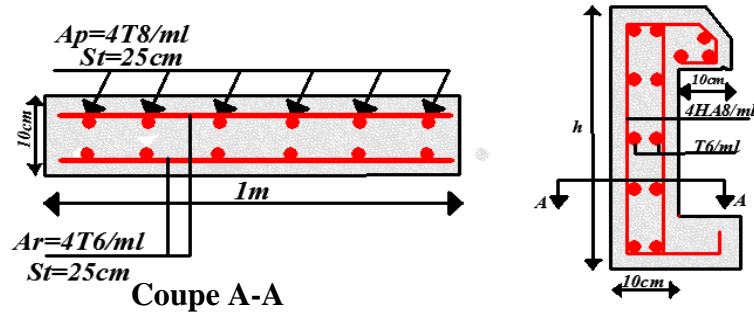


Figure II.42. Schémas de ferrailage de l'acrotère

Chapitre III

Etude dynamique

III.1. Introduction

L'étude des structures sous leurs chargements statiques paraît insuffisante, elles sont soumises pendant leurs durées de vie à des actions peuvent être dues au vent, aux séismes ou aux vibrations des machines ce qui fait appel à l'étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme et d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

III.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

III.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

III.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad , \text{avec : } \begin{cases} A : \text{Coefficient d'accélération de zone} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen} \\ W : \text{Poids total de la structure} \\ R : \text{Coefficient de comportement de la structure} \\ Q : \text{Facteur de qualité} \end{cases}$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

{Groupe d'usage(2)}

{Zone sismique(IIa)}

$A = 0,15$; $R = 5$ (système de contreventement mixte voile-portique avec interaction)

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad (Pq : \text{est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé}$$

ou non) **RPA99/2003 (formule 4.4)**

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		x-x	y-y	x-x	y-y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
2	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05
3	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Remarque: Les pénalités selon le sens x-x sont les mêmes selon le sens y-y,

Donc: $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

$W_i = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

W_{Gi} = Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

β : coefficient de pondération $\rightarrow \begin{cases} \beta = 0.2 \text{ (usage habitation)} \\ \beta = 0,3 \text{ (usage commercial)} \end{cases}$

$D = \begin{cases} 2,5\eta \quad si \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} \quad si \quad T_2 \leq T \leq 3(s) \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{3}\right]^{2/3} \left[\frac{3}{T}\right]^{5/3} \quad si \quad T \geq 3(s) \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2),** $\begin{cases} \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \\ \xi = 8,5 \% \end{cases}$

D'où : $\eta = 0,816 \rightarrow$ On a un site meuble **S3** $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15(s) \\ T_2 = 0,5 (s) \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure**

$\begin{cases} T = C_t \times h^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{y,x}}} \end{cases}; \begin{cases} h = 30,26 m \\ C_t = 0,05 \text{ depend du système de contreventement (RPA99/2003Tab4.6)} \end{cases}$

$T = 0,65 (s) \rightarrow \begin{cases} L_x = 25,50 m \\ L_y = 20,95 m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,65 ; 0,54) \\ T_y = \min(0,65 ; 0,59) \end{cases} (s) \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,54 (s) \\ T_y = 0,59 (s) \end{cases}$

$D = 2,5\eta \left[\left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3}\right] \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,93 \\ D_y = 1,83 \end{cases}$

✓ **La force sismique totale à la base de la structure est :**

$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ **RPA99/2003 (Art4.2.3)**

$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,93 \times 1,2}{5} \times 36632,7817 \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,83 \times 1,2}{5} \times 36632,7817 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 2545,25 KN \\ V_y = 2413,37 KN \end{cases}$

✓ **Spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \quad si \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \quad si \quad T_1 \leq T \leq T \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad si \quad T_2 \leq T \leq 3(s) \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \quad si \quad T > 3(s) \end{cases}$ **RPA99/2003(art4.13)**

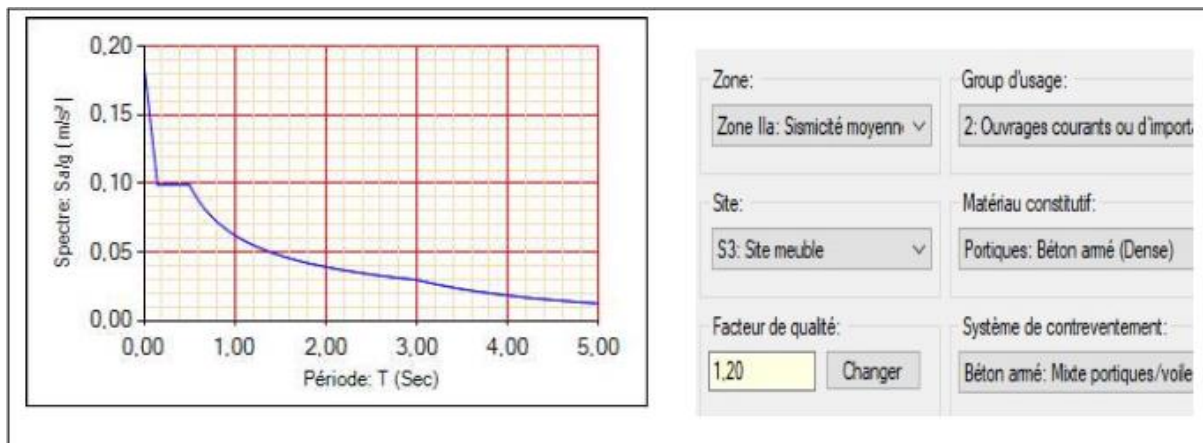


Figure III.1. Spectre de réponse

III.4. Disposition des voiles de contreventement

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d’aboutir à un système de contreventement mixte, satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a retenu la nouvelle disposition des voiles suivante :

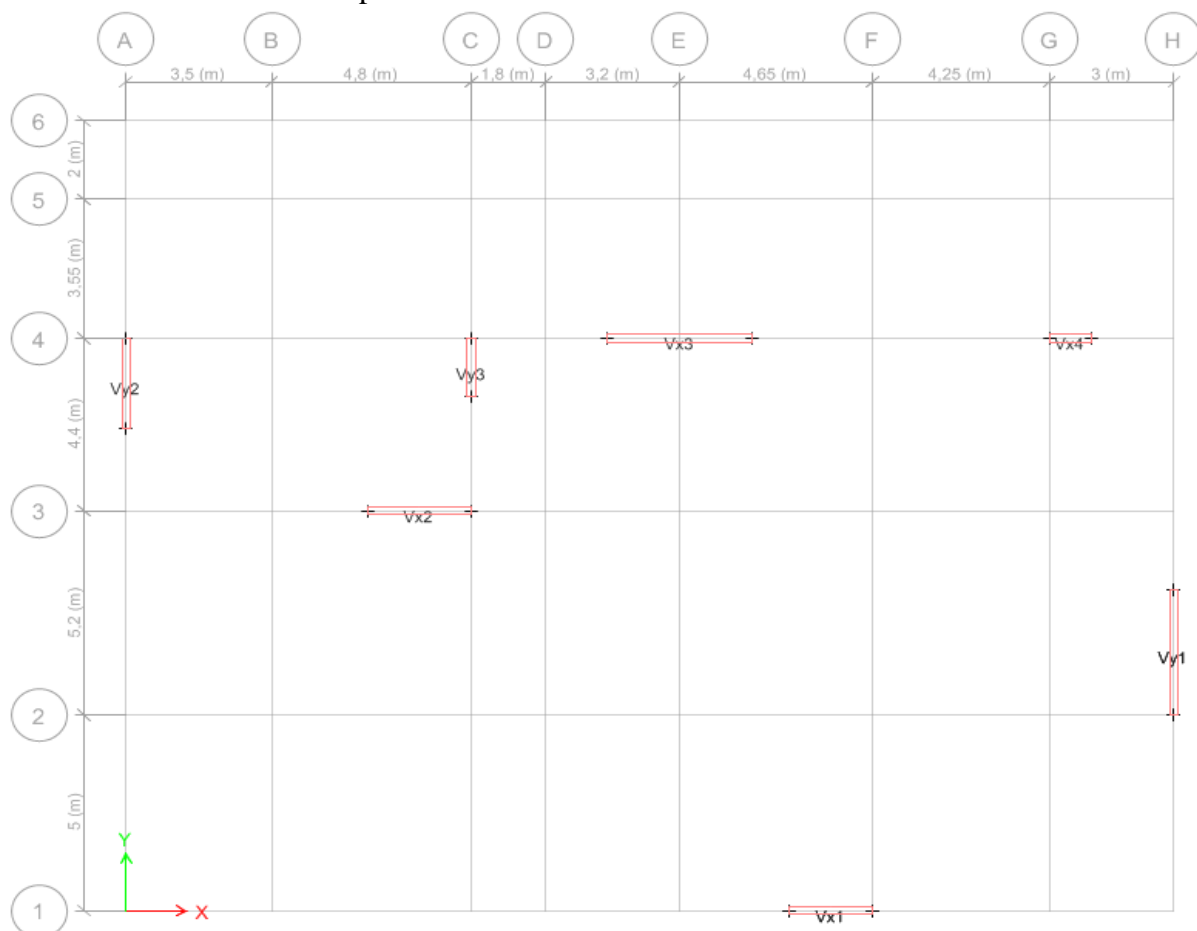


Figure III.2. Plan de disposition des voiles

III.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V16.2.0

III.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau III.2. Périodes et taux de participation

Mode	Période	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,698	0,7096	0,0039	0	0,7096	0,0039	0
2	0,663	0,003	0,6978	0	0,7126	0,7017	0
3	0,538	0,036	0,0247	0	0,7136	0,7264	0
4	0,221	0,1298	0,0014	0	0,861	0,7278	0
5	0,214	0,0012	0,121	0	0,8473	0,8488	0
6	0,17	0,0006	0,0022	0	0,8479	0,851	0
7	0,125	1,4E-6	0,0463	0	0,8479	0,8973	0
8	0,117	0,057	1,9E-6	0	0,9049	0,8973	0
9	0,88	0	0,0155	0	0,9049	0,9128	0

On remarque que :

- La période dynamique de vibration est inférieure à la période statique appropriée de 30%, $T_{dyn} \leq 1,3 T_{stat}$ dans les deux sens (condition vérifiée)
 - 9 modes de vibrations sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90% dans les deux directions
 - Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X-X
 - Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe Y-Y
 - Le troisième mode est un mode de rotation selon l'axe Z-Z
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

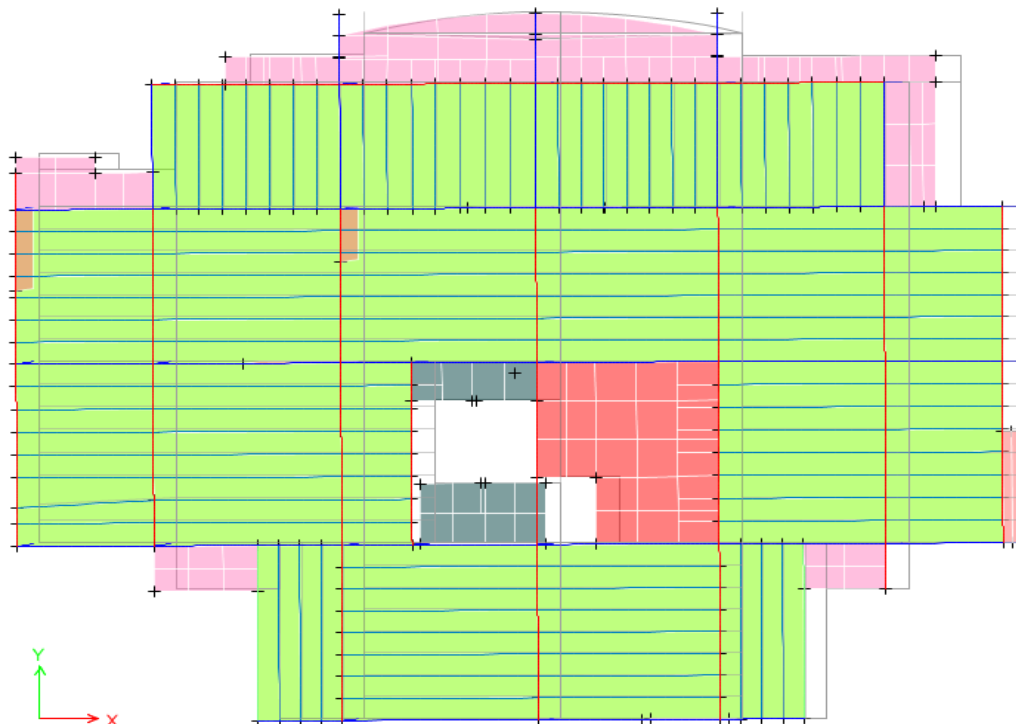


Figure III.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

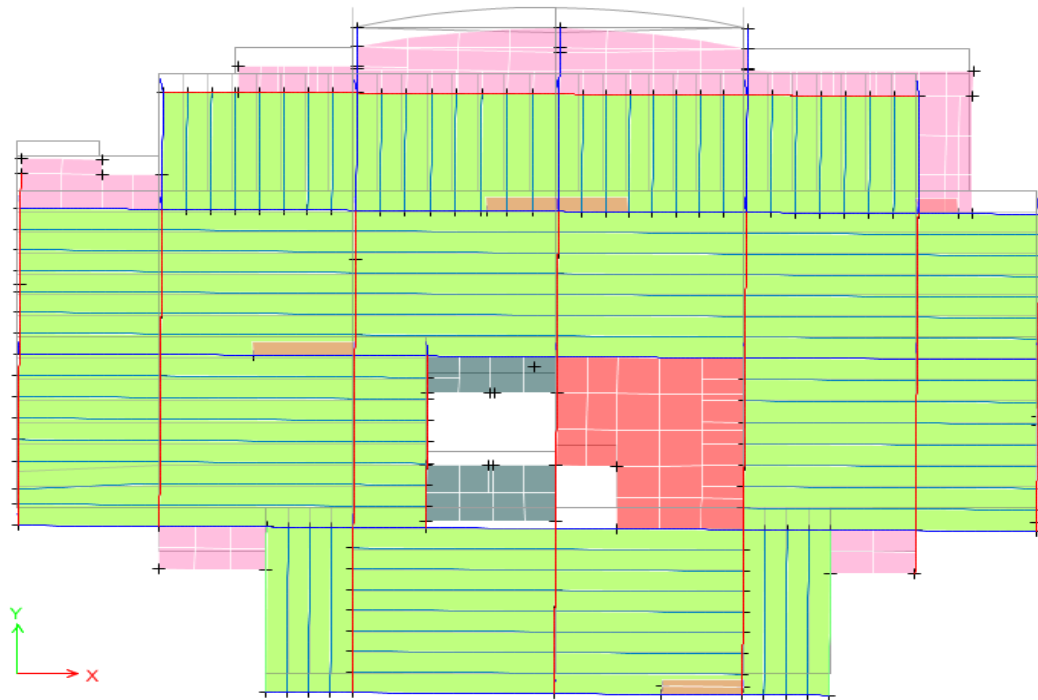


Figure III.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

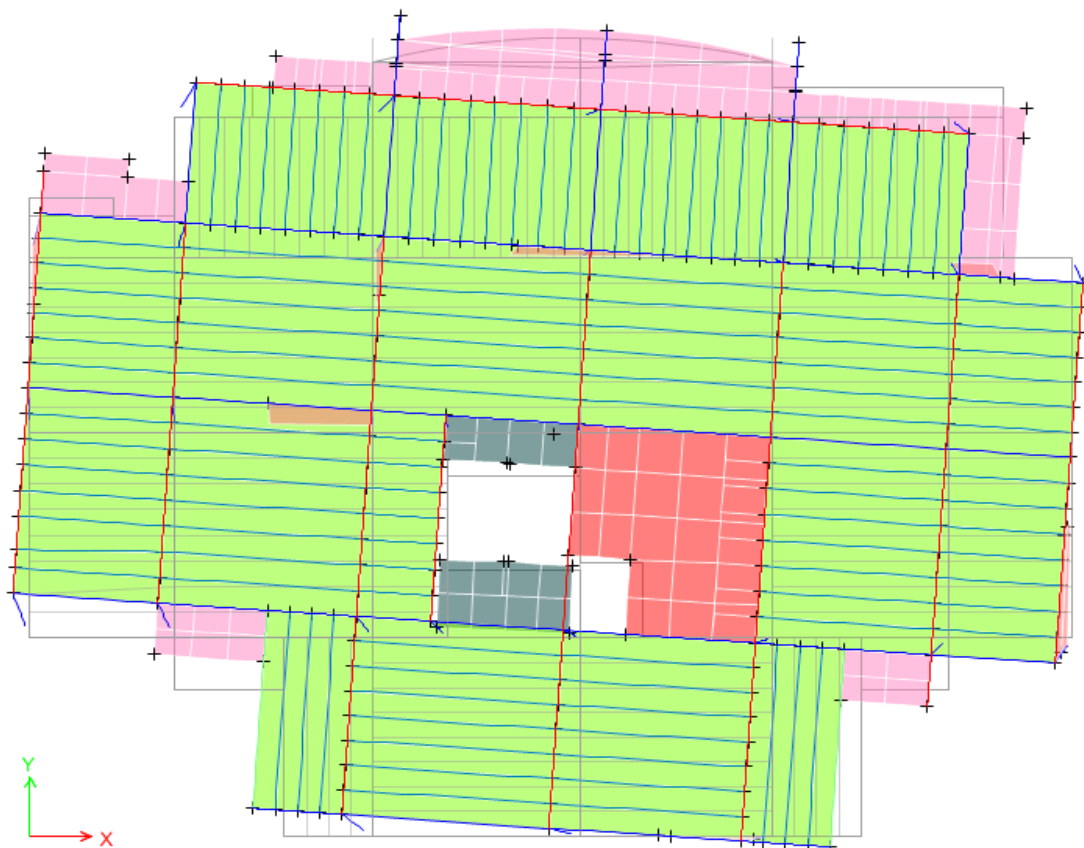


Figure III.5. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z-Z)

III.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article (4.3.6) du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau III.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	0.8V _{statique} (KN)	V dynamique (KN)
Sens xx	2036,2	2637,6201
Sens yy	1930,69	2585,2746

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st} / V_{dyn})$.

III.5.3. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

✓ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations. Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portique	Voiles
RDC	34335,4275	6503,6266	84,07	15,93
1	30052,2166	5834,3669	83,74	16,26
2	25434,0047	5340,0538	82,65	17,35
3	21219,2798	4602,7973	82,17	17,83
4	16905,5334	9361,6551	81,01	18,99
5	12952,7794	3112,0349	80,63	19,37
6	9049,0293	2211,7127	80,36	19,64
7	5283,1746	1252,0519	80,84	19,16
8	1496,0173	605,1325	80,49	19,51

D'après le tableau ci-dessus on remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

✓ Sous-charges horizontales

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations, Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations, Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	1102,0609	1411,8336	43,84	56,16	1333,6085	1302,1437	50,60	49,40
1	1249,7312	1151,0983	52,05	47,95	1362,3984	1157,62	54,06	45,94
2	1245,227	1011,9004	55,17	44,83	1342,873	979,8245	57,82	42,18
3	1313,9644	746,8241	63,87	36,13	1418,7666	701,4549	66,92	33,08
4	1066,8102	753,6422	58,60	41,40	1157,6555	699,95	62,32	37,68
5	995,2823	530,5097	65,23	34,77	1100,2468	449,3466	71,00	29,00
6	821,8539	347,3373	70,29	29,71	848,2623	341,2861	71,31	28,69
7	623,8658	132,2435	82,51	17,49	635,0068	124,4883	83,61	16,39
8	318,6579	120,9762	72,48	27,52	386,8089	102,9225	78,98	21,02

D'après le tableau ci-dessus on remarque que les interactions sous charge horizontale sont vérifiées dans tous les niveaux (sens xx et yy), sauf dans les deux derniers à cause des contraintes architecturales (décrochements existant entre les niveaux et la limitation dans la disposition des voiles).

III.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{RPA99Article7.4.3.1})$$

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (KN)	Type de poteau	B _c (m ²)	v
RDC +1	2818,1731	65*65	0,4225	0,269
2 et 3	2048,6368	60*60	0,36	0,228
4 et 5	1233,2959	55*55	0,3025	0,163
6 et 7	627,8576	55*50	0,2750	0,091
8	270,5441	45*45	0,2025	0,053

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que l'effort normal réduit est vérifié, donc pas de rupture fragile au niveau des poteaux

III.5.6. Vérification des déplacements

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 égal à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

$\delta_k = R \times \delta_{ek} \rightarrow \delta_{ek}$: Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Vérification des déplacements

Etage	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	306	0,083	0,413	0	0,413	0,13	0,028	0,139	0	0,139	0,05
1 ^{er}	340	0,286	1,429	0,413	1,016	0,30	0,093	0,466	0,139	0,327	0,09
2 ^{ème}	340	0,547	2,735	1,429	1,306	0,38	0,176	0,88	0,466	0,414	0,12
3 ^{ème}	340	0,827	4,163	2,735	1,429	0,42	0,263	1,317	0,88	0,437	0,13
4 ^{ème}	340	1,105	5,525	4,163	1,362	0,40	0,349	1,748	1,317	0,431	0,13
5 ^{ème}	340	1,362	6,809	5,525	1,285	0,38	0,428	2,141	1,748	0,393	0,12
6 ^{ème}	340	1,591	7,953	6,809	1,144	0,34	0,498	2,486	2,141	0,347	0,1
7 ^{ème}	340	1,791	8,953	7,953	1	0,29	0,555	2,777	2,486	0,289	0,08
8 ^{ème}	340	1,971	9,855	8,953	0,902	0,27	0,605	3,025	2,777	0,248	0,07

D'après le tableau ci-dessus, les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés

III.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} 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

$$\text{satisfaite à tous les niveaux : } \theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$$P = \sum n(W_{gi} + \beta.W_{qi})$$

$I = K$, V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k", h_k : Hauteur de l'étage "k"

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

Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, 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 $\frac{1}{(1-\theta k)}$

Si $\theta > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau III.8. Vérification a L'effet [P-Δ]

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	36632,7817	0,413	2637,6201	0,019	0,139	2585,2746	0,006
1 ^{er}	340	32190,2889	1,016	2595,3705	0,037	0,327	2544,7964	0,012
2 ^{ème}	340	27600,0084	1,306	2478,7709	0,043	0,414	2431,1574	0,014
3 ^{ème}	340	23173,5277	1,429	2291,7411	0,042	0,437	2246,7224	0,013
4 ^{ème}	340	18747,047	1,362	2028,9799	0,037	0,431	1991,0833	0,012
5 ^{ème}	340	14478,0788	1,285	1697,3947	0,032	0,393	1670,1756	0,010
6 ^{ème}	340	10197,1106	1,144	1295,5038	0,027	0,347	1281,8282	0,008
7 ^{ème}	340	5994,6048	1	838,324	0,021	0,289	833,4429	0,006
8 ^{ème}	340	2894,897	0,902	452,612	0,017	0,248	442,8033	0,046

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet [P-Δ] n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^oordre peuvent être négligés.

Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	s-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Poteaux (cm ²)		65 * 65		60 * 60		55 * 55		55 * 50		45 * 45
P.P (cm ²)				35 * 45						
P.S (cm ²)				35 * 40						

Tableau III.10. Dimensions finales des voiles

Localisation	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vy1	Vy2	Vy3
Section (m ²)	0,2×2	0,2×2,5	0,2×3,5	0,2×1	0,2×3,2	0,2×2,3	0,2×1,5

III.6.Conclusion

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

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés et ferrailleur en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

IV.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) qui sont déterminé à partir des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q + E & \text{accidentelles} \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes:

- ✓ Moment maximal et un effort normal correspondant ($M^{\max} \rightarrow \text{corr } N^{\text{corr}} \rightarrow A_1$)
 - ✓ Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2$)
 - ✓ Effort normal minimal avec le moment correspondant min ($N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_3$)
- $A = \max(A_1; A_2 ; A_3)$

IV.2.1. Recommandations

❖ **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).
- ✓ $A_{\max} = 6 \%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✓ $\emptyset_{\min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) et de $40\emptyset$.
- ✓ 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 constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.1).

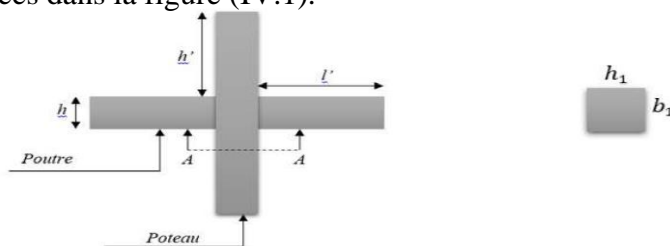


Figure IV.1. Zone nodale

Coupe A-A

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases} ; \text{ avec : } \begin{cases} b_1 \text{ et } h_1 : \text{ la section du poteau considéré.} \\ h_e : \text{ hauteur d'étage.} \end{cases}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. 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
S-sol et RDC et 1	65*65	33,8	169	253,5
2 et 3	60*60	28,8	144	216
4 et 5	55*55	24,2	211	181,5
6 et 7	55*50	22	110	165
8	45*45	16,2	81	121,5

❖ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e} \quad \rho = \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

avec : $\begin{cases} V^{\max} : \text{ Effort tranchant maximal dans le poteau.} \\ \rho : \text{ Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant} \end{cases}$

- 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 : $\begin{cases} \text{En zone nodale : } t \leq \min(10\phi_1^{\min} ; 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{ zone IIa} \\ \text{En zone courante : } t \leq 15\phi_1^{\min} \dots \dots \dots \text{ zone IIa} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ_t^{min}

IV.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	N _{max} → M _{corr}		N _{min} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
S-sol + RDC et 1 ^{er}	2930,634	10,324	-1345,595	31,116	405,064	926,099	440,14
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1934,112	23,247	-260,529	25,157	369,884	813,026	394,71
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1372,645	23,461	-40,186	26,883	280,829	559,168	298,49
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	832,593	26,574	-98,839	3,119	197,935	309,679	214,18
8 ^{ème} et cage d'escalier	327,41	-42,36	-50,89	1,96	135,22	264,23	92,06

IV.2.3. Calcul du ferrailage

IV.2.3.1. Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul $\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm).} \\ \text{Calcul en flexion composée .} \\ \text{Calcul suivant BAEL 91/99.} \end{array} \right.$

✓ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 8, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données : b = 45 cm ; h = 45 cm ; d = 42 cm

Soit : $N_{max} = 327,41$ KN (compression) ; $M_{corr} = 42,36$ KN.m

$E_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,129 < \frac{h}{2} = 0,225 \rightarrow$ le centre de pressions il est à l'intérieur de la section.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 106,2 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u(d - d') - M_{ua} \dots \dots \dots (a) \\ ((0,337h - 0,81d')bhf_{bu} \dots \dots \dots (b) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (a) = 0,021 \\ (b) = 0,336 \end{array} \right. \rightarrow (a) < (b)$$

Donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = 0,094 \rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \text{ situation durable} \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,124$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,399 \text{ m} \quad A_1 = \frac{M_{ua}}{Zf_{st}} = 7,64 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \left(A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} \right) = -1,77 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_1 = 0 \text{ cm}^2$**

Soit : $N_{min} = -50,89$ KN (traction) ; $M_{corr} = 1,962$ KN.m

$E_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,039 < \frac{h}{2} = 0,225 \rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section.

Donc la section est entièrement tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G \\ e_2 = (d - d') - e_1 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{s10} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = 23,4 \text{ cm} \\ e_2 = 15,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d - d')} \\ A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_1 = -0,508 \text{ cm}^2 \\ A_2 = -0,763 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 10,631 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On a $A_1 < A_{min} \rightarrow$ donc on ferraille avec A_{min} .

Soit : **$A_2 = 10,63 \text{ cm}^2$**

Soit : $N_{corr} = 264,24 \text{ KN}$ (compression) ; $M_{max} = 135,23 \text{ KN.m}$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,51 > \frac{h}{2} = 0,225 \rightarrow \text{le centre de pressions il est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 186,77 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,166 \rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \text{ situation durable} \rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,227$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,382 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 14,05 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \left(A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \right) = 6,46 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_3 = 6,46 \text{ cm}^2$

Donc $A^{cal} = \max(A_1, A_2, A_3) = 10,63 \text{ cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	$A_{cal}^{Z-tendu}$ (cm ²)	Choix des barres par face	$A^{de\ 4\ face}$ (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
S-sol et RDC et 1	65*65	22,18	4HA20	37,70	33,8	12HA20
2 et 3	60*60	18,9	2HA20+2HA16	33,18	28,8	8HA20+4HA16
4 et 5	55*55	7,92	2HA16+2HA20	28,65	24,2	8HA16+4HA20
6 et 7	50*55	14,44	4HA16	24,13	22	12HA16
8 et C.E	45*45	10,63	4HA14	18,47	16,2	12HA14

Tableau IV.7. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	S-sol et 1	RDC	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8
Section	65×65	65×65	60×60	55×55	50×55	45×45
$\emptyset_{min}(cm)$	2	2	1,6	1,6	1,6	1,4
$lf (cm)$	238	214,2	238	238	238	238
λg	3,4	3,06	3,66	4,32	4,76	5,28
V (KN)	440,14	440,14	394,71	298,49	214,18	92,06
$t_{zone\ nodal}(cm)$	8	8	8	8	8	8
$t_{zone\ courante}(cm)$	10	10	10	10	10	10
	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
$A_t (cm^2)$	4,71	4,71	4,55	3,73	2,92	1,02
$A_t^{min} (cm^2)$	3,92	4,39	3,3	2,26	1,58	1,08
$A_t^{adop} (cm^2)$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

IV.2.4. Vérifications nécessaires

IV.2.4.1. Vérification au flambement

le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de justifier les poteaux vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier la relation suivante :

$$B_r \geq B_{rcal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0.9 \times \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \times \gamma_s)}\right)} ; \text{ avec : } B_r = (b - 2) \times (h - 2): \text{ section réduite du poteau.}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II (2.7.3.a.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	N _u (KN)	l _f (m)	i (m)	λ	α	B _r ≥ B _{rcal}		observation
						B _r	B _{rcal}	
RDC	2930,63	2,142	0,187	11,45	0,832	0,3969	0,159	Vérifiée
1	2930,63	2,38	0,187	12,68	0,828	0,3969	0,159	Vérifiée
2 et 3	1934,11	2,38	0,173	13,74	0,824	0,3364	0,105	Vérifiée
4 et 5	1372,64	2,38	0,159	14,99	0,819	0,2809	0,075	Vérifiée
6 et 7	832,59	2,38	0,159	14,99	0,819	0,2544	0,046	Vérifiée
8	327,41	2,38	0,129	18,32	0,805	0,1849	0,018	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc Il n'y a pas de risque de flambement.

IV.2.4.2. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\geq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma} \\ \sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma} \end{cases} \sigma_{bc1,2}$$

Avec : S = b × h + 15(A + A') section homogénéisée.

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ avec : } V' = h - V$$

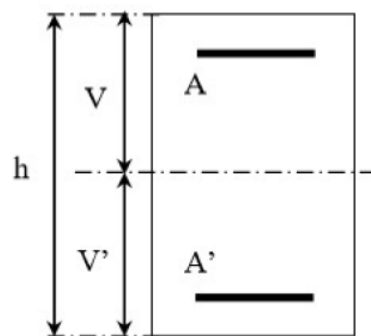


Figure IV.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.5. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Sous-sol et RDC et 1	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8
sections	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 55	45 × 45
d (cm)	62	57	52	52	42
A (cm ²)	37,70	33,18	28,65	24,13	18,47
V (cm)	35,98	33,28	30,55	30,35	24,85
V' (cm)	29,02	26,72	24,45	24,65	20,15
I _{yy'} (m ⁴)	0,019	0,014	0,009	0,008	0,004
N _{ser} (KN)	2128,975	1409,55	1000,28	606,748	238,96

$M_{ser}(KN.m)$	7,2462	16,9155	17,1279	19,5016	30,79
$M_{serG}(KN.m)$	81,33	63,15	47,64	36,79	36,41
S (m ²)	0,479	0,409	0,345	0,311	0,230
$\sigma_{bc1}(MPa)$	5,98	4,95	4,52	3,35	3,30
$\sigma_{bc2}(MPa)$	5,68	4,65	4,19	3,08	2,87
$\sigma_{bc}(MPa)$	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.2.4.3. 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 :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Sections	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1	65×65	214,2	3,29	0,04	62	440,14	1,09	1	Vérifiée
2 et 3	60×60	238	3,96	0,04	57	394,71	1,15	1	Vérifiée
4 et 5	55×55	238	4,32	0,04	52	298,49	1,04	1	Vérifiée
6 et 7	50×55	238	4,76	0,04	52	214,18	0,82	1	Vérifiée
8	45×45	238	5,28	0,075	42	92,06	0,49	1,875	Vérifiée

Remarque

On remarque que les contraintes de cisaillement ne sont pas vérifiées dans les poteaux de certains étages, ce qui nous conduit à augmenter la section des ces poteaux pour entrer dans le domaine de sécurité.

✓ Détermination de la zone nodale

Tableau IV.8. Dimensions de la zone nodale RPA99/version 2003 (Article 7.4.2)

Niveaux		RDC et 1	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8
Sections		65×65	60×60	55×55	50×55	45×45
$L'(cm)$	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
$h'(cm)$		65	60	60	60	60

✓ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \varnothing_l = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm}$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \varnothing_l$:
 - ⎧ Pour $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.
 - ⎧ Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.
 - ⎧ Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Nous montrons sur la figure suivante les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux :

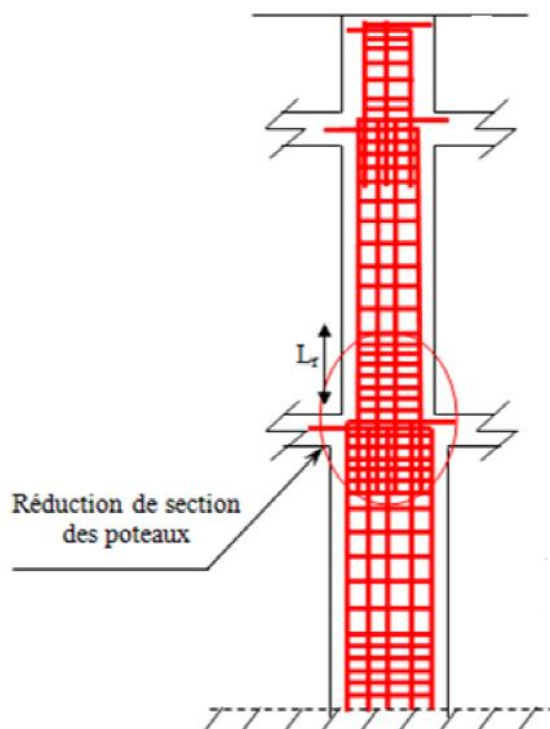


Figure IV.3. Zone de recouvrement

V.2.5. Schémas de ferrillages

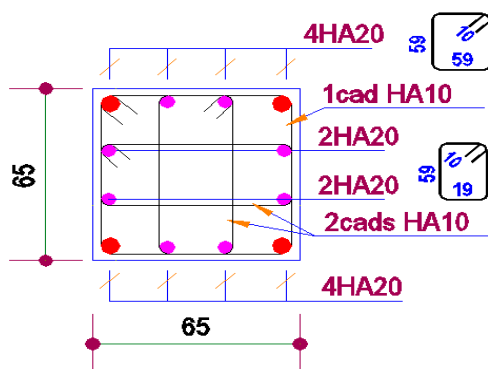


Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux du S. Sol, RDC, 1^{er} étage

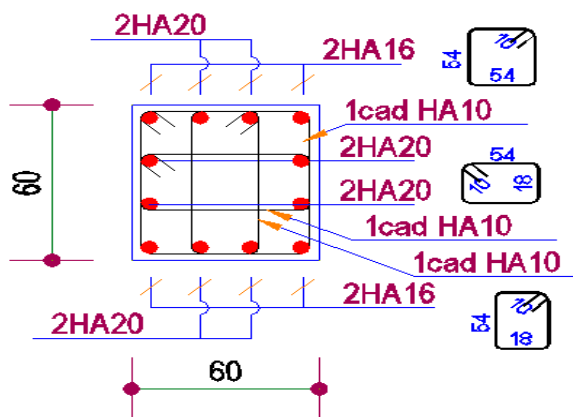


Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étage

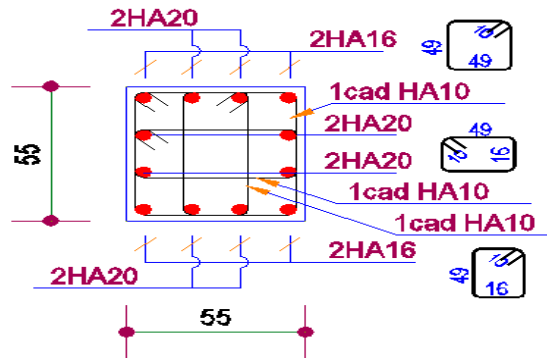


Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage

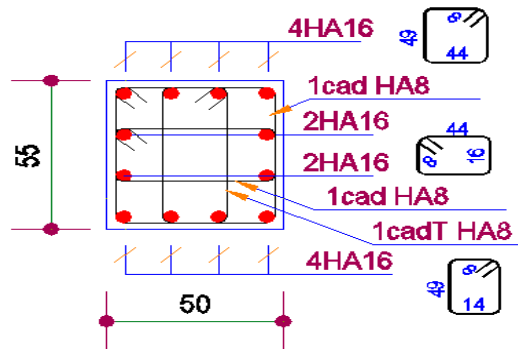


Figure IV.7. Schéma de ferrailage des poteaux du 6^{ème} et 7^{ème} étage

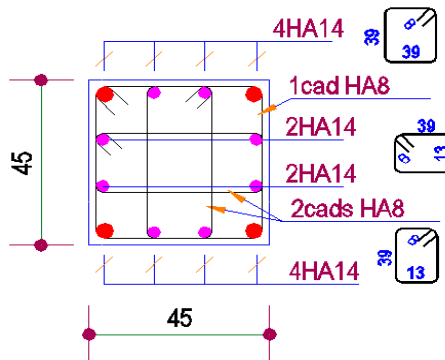


Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux du 8^{ème} étage

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS16, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes.

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q + E & \text{accidentelles} \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{cases}$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier : $\begin{cases} \text{Poutres principales (35} \times \text{45)} \\ \text{Poutres secondaires (35} \times \text{40)} \end{cases}$

V.3.1. Recommandations du RPA 99/2003

❖ **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 **40Ø** 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.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

❖ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$.
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre Øl des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

IV.3.2.1. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M_{appuis} (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)	M_{appuis} (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)
Étage Commercial	-137,48	121,48	240,55	-48,31	47,76	143,3
Étage Courant	-204,59	188,01	245,76	-77,90	69,21	18,79
Terrasse	-100,97	51,91	137,09	-59,63	32,05	72,08

IV.3.2.2. Les armatures longitudinales

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45)

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_t = 59,91 \text{ KN.m} & (ELU) \\ M_a = 100,97 \text{ KN.m} & (ELU) \end{cases}$

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,068 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \mu_{bu} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,088 \rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405m$$

$$A = \frac{M}{Z f_{st}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

- En appui:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,115 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \mu_{bu} = 0,115 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,153 \rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,394m$$

$$A = \frac{M}{Z f_{st}} = 7,35 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS V16. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	Localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix
Étage Commercial	Principale	Travée	7,66	8,01	7,875	3HA14+3HA12
		Appui	8,74	9,24		6HA14
	Secondaire	Travée	3,32	7,7	7,00	5HA14
		Appui	3,35	7,7		5HA14
Étage Courant	Principale	Travée	12,31	12,32	7,875	8HA14
		Appui	13,52	14,2		4HA14+4HA16
	Secondaire	Travée	4,87	7,7	7,00	5HA14
		Appui	5,49	7,7		5HA14
Terrasse	Principale	Travée	3,68	8,01	7,875	3HA14+3HA12
		Appui	7,35	8,01		3HA14+3HA12
	Secondaire	Travée	2,55	7,7	7,00	5HA14
		Appui	4,17	7,7		5HA14

✓ Vérification des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{max} = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \\ \text{Poutres secondaires: } A_{max} = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \end{cases}$

En zone de recouvrement: $A_{max} =$

$6\%b \cdot h \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{max} = 94 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \\ \text{Poutres secondaires: } A_{max} = 84 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \end{cases}$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le **RPA99/2003 Art (7.5.2.1)** → $l_r \geq 40 \times \emptyset$

- { Pour $\emptyset = 12 \text{ mm}$ → $l_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ ⇒ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.
- { Pour $\emptyset = 14 \text{ mm}$ → $l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ ⇒ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.
- { Pour $\emptyset = 16 \text{ mm}$ → $l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ ⇒ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

IV.3.2.3. Les armatures transversales

✓ **Calcul de \emptyset_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales}(35 \times 45) : \emptyset_t \leq \min(12; 12.85 ; 35) \text{ mm} \\ \text{poutres secondaires}(30 \times 40) : \emptyset_t \leq \min(12; 11,4 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier) $\emptyset 8$.

✓ **Calcul des espacements S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \emptyset_l^{\min} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 8 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On : $A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

❖ **Vérifications à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité**

$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{FPN} \rightarrow$ 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.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_{\max} (KN)	τ_{bu} (KN)	$\bar{\tau}_{bu}$ (KN)	Observation
Principales	245,76	1,674	3,33	Vérifiée
Secondaires	143,3	1,291	3,33	Vérifiée

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

$$\begin{cases} A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V_{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e} & \dots\dots\dots \text{Pour les appuis de rives} \\ A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} & \dots\dots\dots \text{Pour les appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Tableau IV.12. 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
Principales	245,76	-204,59	14,2	7,06	-8,49	Vérifiée
Secondaires	143,3	-77,90	7,7	4,11	-2,61	Vérifiée

✓ Vérification à l'ELS

❖ 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.13. 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	Appui	-73,82	4,62	11,07	82113,34	9,95	15	Vérifiée
	Travée	43,88	3,39	9,69	63697,26	6,67	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-35,03	3,39	9,02	48371,29	6,53	15	Vérifiée
	Travée	24,7	3,39	9,02	48371,29	4,61	15	Vérifiée

❖ Vérification de l'état limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \\ A_t \leq A_f = \frac{4,2 \text{ bd}}{f_e} \\ L \leq 8 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } \begin{cases} h = 45 \text{ cm} > h_f = 39 \text{ cm} \\ A = 12,32 \text{ cm}^2 \leq A_f = 15,45 \text{ cm}^2 \end{cases} \\ \text{poutres secondaires : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 37,5 \text{ cm} \\ A = 7,7 \text{ cm}^2 \leq A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car les conditions précédentes sont satisfaites.

❖ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante:

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

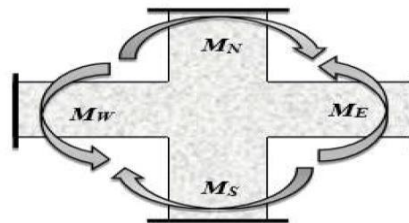


Figure IV.9. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

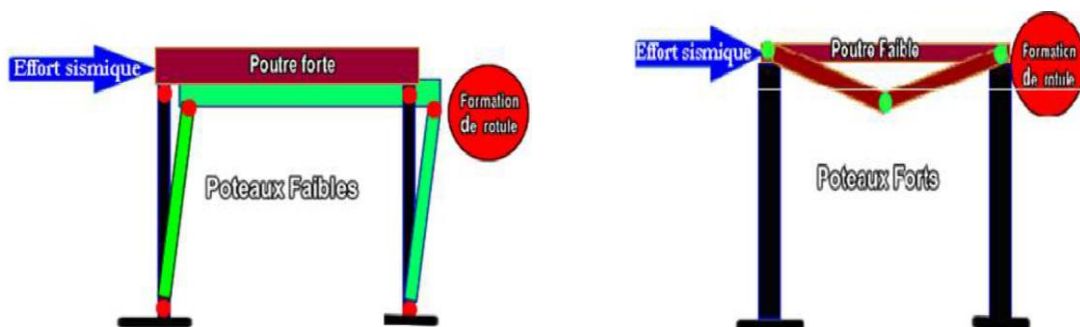


Figure IV.10. Formation de rotules plastiques

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend de ces dimensions et quantité d'armatures, et de la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \text{ avec : } Z = 0,9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IV.14. Moments résistants dans les poteaux sens (x-x)

Niveaux	h(cm)	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _N (cm ²)	σ _s (MPa)	M _{RS} (KN.m)	M _{RN} (KN.m)
S-sol	65	58,5	12,57	12,57	400	294,138	294,138
RDC	65	58,5	12,57	12,57	400	294,138	294,138
1	65	58,5	12,57	10,3	400	294,138	241,02
2	60	54	10,3	10,3	400	222,48	222,48
3	60	54	10,3	10,3	400	222,48	222,48
4	55	49,5	10,3	10,3	400	203,94	203,94
5	55	49,5	10,3	8,04	400	203,94	159,192
6	55	49,5	8,04	8,04	400	159,192	159,192
7	55	49,5	8,04	6,16	400	159,192	121,968
8	45	40,5	6,16	6,16	400	99,792	99,792
C.E	45	40,5	6,16	0	400	99,792	0

Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux sens (y-y)

Niveaux	h(cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _N (cm ²)	σ _s (MPa)	M _{RS} (KN.m)	M _{RN} (KN.m)
S-Sol	65	63	12,57	12,57	400	316,764	316,764
RDC	65	63	12,57	12,57	400	316,764	316,764
1	65	63	12,57	10,3	400	316,764	259,56
2	60	58,5	10,3	10,3	400	241,02	241,02
3	60	58,5	10,3	10,3	400	241,02	241,02
4	55	49,5	10,3	20,6	400	203,94	407,88
5	55	49,5	10,3	18,34	400	203,94	363,13
6	50	45	8,04	16,08	400	144,72	289,44
7	50	45	8,04	14,2	400	144,72	255,6
8	45	40,5	6,16	12,32	400	99,792	199,58
C.E	45	40,5	6,16	0	400	99,792	0

Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	localisation	h (cm)	Z (cm)	A(cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
S-sol	Principale	Travée	45	40,5	4,62	400	74,84
		Appui			12,06	400	195,37
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	60,48
		Appui			7,7	400	110,88
RDC	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2	400	230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7	400	110,88
1	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2	400	230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7	400	110,88

2	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
3	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
4	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
5	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
6	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
7	Principale	Travée	45	40,5	6,16	400	99,79
		Appui			14,2		230,04
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88
8	Principale	Travée	45	40,5	3,39	400	54,92
		Appui			8,01		129,76
	Secondaire	Travée	40	36	4,62	400	66,53
		Appui			7,7		110,88

Tableau IV.17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niv	Types Des poutres	M_S (KN.m)	M_N (KN.m)	M_N+M_S (KN.m)	M_W (KN.m)	M_E (KN.m)	$1,25 \left(\frac{M_W}{M_E} \right)$ (KN. m)	Obs
Sous-sol	PP	316,764	316,764	633,528	195,37	74,84	337,76	vérifiée
	PS	294,138	294,138	588,276	110,88	60,48	214,2	vérifiée
RDC	PP	316,764	316,764	633,528	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	294,138	294,138	588,276	110,88	66,53	221,76	vérifiée
1	PP	316,764	259,56	576,324	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	294,138	241,02	535,158	110,88	66,53	221,76	vérifiée
2	PP	241,02	241,02	482,04	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	222,48	222,48	444,96	110,88	66,53	221,76	vérifiée
3	PP	241,02	241,02	482,04	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	222,48	222,48	444,96	110,88	66,53	221,76	vérifiée
4	PP	203,94	407,88	611,82	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	203,94	203,94	407,88	110,88	66,53	221,76	vérifiée
5	PP	203,94	363,132	567,07	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	203,94	159,192	363,132	110,88	66,53	221,76	vérifiée
6	PP	144,72	289,44	434,16	230,04	99,79	412,29	vérifiée

	PS	159,192	159,192	318,384	110,88	66,53	221,76	vérifiée
7	PP	144,72	255,6	400,32	230,04	99,79	412,29	vérifiée
	PS	159,192	121,968	281,16	110,88	66,53	221,76	vérifiée
8	PP	99,792	255,6	355,39	129,76	54,92	230,85	vérifiée
	PS	99,792	199,584	299,37	110,88	66,53	221,76	vérifiée
C.E	PP	99,792	0	99,792	129,76	54,92	230,85	vérifiée
	PS	99,792	0	99,792	110,88	66,53	221,76	vérifiée

Remarque

On remarque que la condition de RPA 99/2003 (Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant) n'est pas vérifiée au niveau de la cage d'escalier, selon RPA 99/2003 le dernier niveau on peut le tolérer.

IV.3.3. Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici quelque schéma de ferrailage des poutres principales et des poutres Secondaires

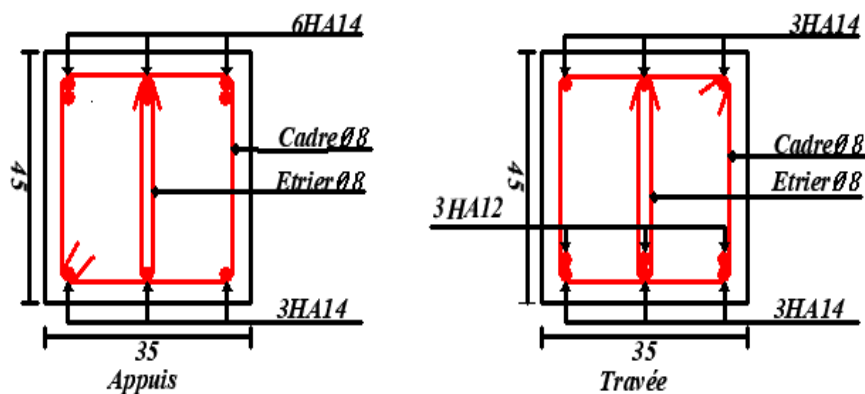


Figure IV.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher commerce

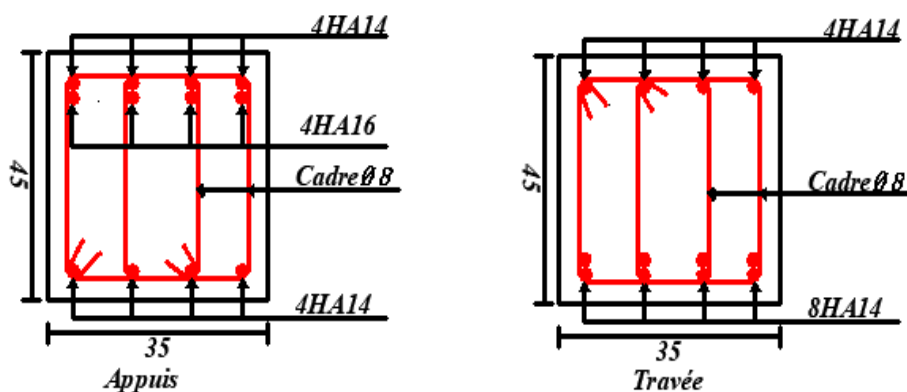


Figure IV.12. Schéma de ferrailage de la poutre principale des planchers courants

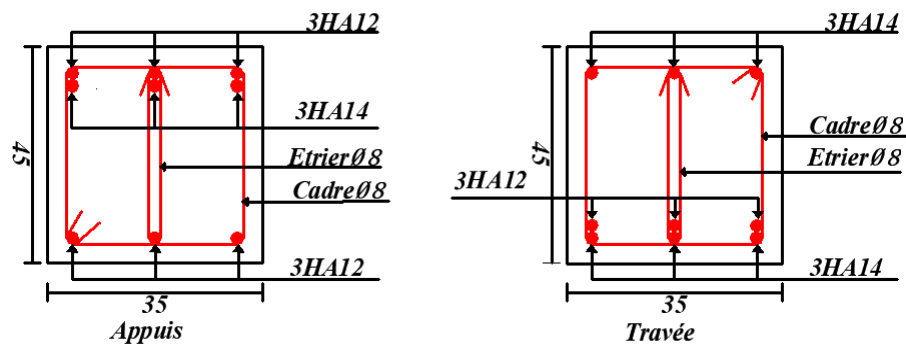


Figure IV.13. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher terrasse

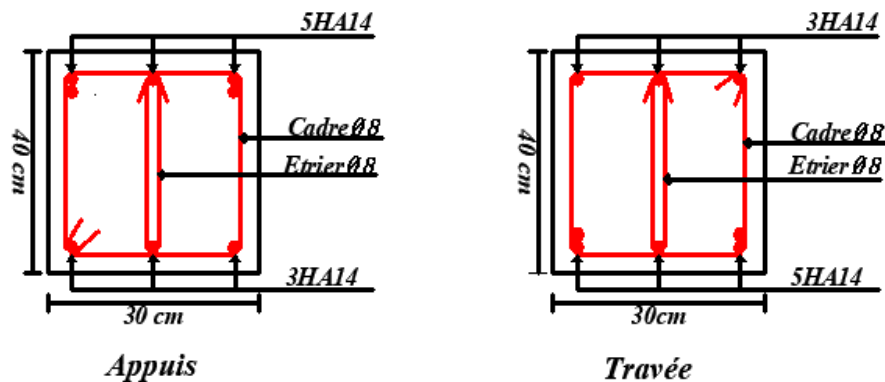


Figure IV.14. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de différents planchers

IV.4. Étude des voiles

IV.4.1. Introduction

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 de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrés à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ❖ Rupture par flexion.
- ❖ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ❖ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- ✓ $M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$
- ✓ $N^{\max} \rightarrow C^{\text{correspondante}}$
- ✓ $N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

IV.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

❖ 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 0,2% 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).

❖ Armatures Horizontal

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et de maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m².

❖ Règles communes [RPA99 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 $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) $20\varnothing$ 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad , \text{avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✓ Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18. Sollicitations maximales dans le voile Vx2 // à x.x

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		Vu(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	365,45	20,17	390,69	1285,5	401,76	368,86	216,48

IV.4.3.Calcul de ferrailages

✓ Calcul du ferrailage sous $N^{min} \rightarrow M^{cor}$

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 RPA99/2003.

$L = 2,5 \text{ m} ; d = 2,45 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; N^{min} = 401,76 \text{ KN} ; M^{cor} = 368,86 \text{ KN.m}$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,918 < \frac{l}{2} = 1,25 \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section.

$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1933,29 \text{ KN.m}$

$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{ua} & \dots \dots \dots (a) \\ (0,337h - 0,81d')bh f_{bu} & \dots \dots \dots (b) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} (a) = 0,113 \\ (b) = 7,41 \end{cases} \rightarrow (a) < (b)$

Donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,094 \rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ pivot A

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ situation accidentelle $\rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,123$

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 2,32 \text{ m} \quad A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 9,14 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \left(A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} \right) = - 0,91 \text{ cm}^2$

Soit : $A_1 = 0 \text{ cm}^2$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2,5 = 7,5 \text{ cm}^2 > A_{cal}$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times b \times l_t \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{401,76 \times 10^{-3}}{0,5} + \frac{368,86 \times 10^{-3}}{0,26} \times 1,25 = 2,58 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{401,76 \times 10^{-3}}{0,5} - \frac{368,86 \times 10^{-3}}{0,26} \times 1,25 = -0,97 \text{ MPa} \\ l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{0,97 \times 2,5}{0,97 + 2,58} = 0,69 \text{ m} \end{cases}$

$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,2 \times 0,69 = 2,76 \text{ cm}^2$

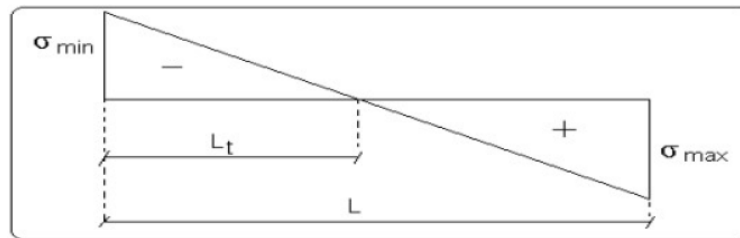


Figure IV.15. Schéma des contraintes

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0,1\% \times b \times l_c \Rightarrow l_c = L - 2l_t = 2,5 - (2 \times 0,69) \Rightarrow l_c = 1,12 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0,1\% \times 0,2 \times 1,12 = 2,24 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 216,48 \text{ KN} \Rightarrow A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 216,48 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,45} = 0,62 \text{ MPa}$$

❖ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8f_e} = \frac{0,62 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,78 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres Armatures verticales

{ En zone tendu $A_z^t = 6\text{HA}10$
 { En zone comprimée $A_z^c = 2\text{HA}10$

❖ Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section	0,2 × 2	0,2 × 2	0,2 × 2	0,2 × 2	0,2 × 2
Type de section	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC
N (KN)	183,63	384,14	227,27	92,54	77,14
M (KN. m)	534,10	47,00	16,95	58,13	17,86
V (KN)	216,42	88,99	76,56	41,56	45,71
τ (MPa)	0,78	0,32	0,27	0,15	0,16
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5
A _{cal} (cm ²)	4,73	0	0	0	0,75

$A_{min}(cm^2)$	6	6	6	6	6
L_t (m)	0,88	/	/	0,46	/
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3,52	/	/	1,84	/
$N_{barre}/face$	12HA10	/	/	6HA10	/
$Az.tendu$	9,42	/	/	4,71	/
S_t (cm)	15	/	/	15	/
L_c (m)	0,24	2	2	1,08	2
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,2	4	4	2,16	4
$N_{barre}/face$	2HA10	14HA10	14HA10	8HA10	14HA8
$Az.comp$	1,57	11,00	11,00	6,28	7,04
S_t (cm)	15	15	15	15	15
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,98	0,4	0,34	0,19	0,2
$A_h^{min}(cm^2)$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème}
Section	0,2 × 2,5	0,2 × 2,5	0,2 × 2,5	0,2 × 2,5
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	-14,57	401,76	261,15	335,59
M (KN. m)	948,44	368,86	99,65	251,93
V (KN)	336,55	216,48	190,51	184,62
τ (MPa)	1,62	0,62	0,54	0,53
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	9,74	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	7,5	7,5	7,5	7,5
L_t (m)	1,26	0,69	/	0,56
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	5,04	2,76	/	2,24
$N_{barre}/face$	14HA12	8HA12	/	4HA10
$Az.tendu$	15,83	9,05	/	3,14
S_t (cm)	18	18	/	18
L_c (m)	/	1,12	2,5	1,38
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	/	2,24	5	2,76
$N_{barre}/face$	/	6HA10	14HA10	10HA10
$Az.comp$	/	4,71	11	7,85
S_t (cm)	/	18	18	18
$A_h^{cal}(cm^2)$	2,03	0,78	0,68	0,66
$A_h^{min}(cm^2)$	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adop}(cm^2)$	2,26	1,57	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau IV.19. Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section	0,2 × 3,5	0,2 × 3,5	0,2 × 3,5	0,2 × 3,5	0,2 × 3,5
Type de section	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC
<i>N</i> (KN)	2035,02	1457,29	618,23	321,82	167,15
<i>M</i> (KN. m)	2709,11	522,29	178,36	322,38	193,21
<i>V</i> (KN)	454,63	173,6	143,88	93,72	62,40
τ (MPa)	0,92	0,35	0,29	0,19	0,13
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
<i>A_{cal}</i> (cm ²)	0	3,63	0	0	0
<i>A_{min}</i> (cm ²)	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
<i>L_t</i> (m)	0,98	/	/	0,71	0,85
<i>A_{min}^{tendu}</i> (cm ²)	3,92	/	/	2,84	3,4
<i>N_{barre}</i> /face	10HA12	/	/	6HA8	8HA8
<i>Az.tendu</i>	11,31	/	/	3,02	4,02
<i>S_t</i> (cm)	20	/	/	20	
<i>L_c</i> (m)	1,54	3,5	3,5	2,08	1,78
<i>A_{min}^{comp}</i> (cm ²)	3,08	7	7	4,16	3,56
<i>N_{barre}</i> /face	8HA10	18HA10	18HA10	12HA10	10HA12
<i>Az.comp</i>	6,28	14,14	14,14	9,42	11,31
<i>S_t</i> (cm)	20	20	20	20	
<i>A_h^{cal}</i> (cm ²)	1,15	0,44	0,36	0,24	0,16
<i>A_h^{min}</i> (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
<i>A_h^{adop}</i> (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
<i>N_{barre}</i> /face	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<i>S_t</i> (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1	0,2 × 1
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<i>N</i> (KN)	263,12	199,23	137,67	166,3	51,11
<i>M</i> (KN. m)	200,33	103,43	88,84	112,08	115,22
<i>V</i> (KN)	95,71	75,39	75,36	71,15	74,24
τ (MPa)	0,75	0,56	0,56	0,52	0,55
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
<i>A_{cal}</i> (cm ²)	2,25	0,25	0,61	0,91	2,43
<i>A_{min}</i> (cm ²)	3	3	3	3	3
<i>L_t</i> (m)	0,39	0,34	0,37	0,38	0,47
<i>A_{min}^{tendu}</i> (cm ²)	1,56	1,36	1,48	1,52	1,88
<i>N_{barre}</i> /face	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	5HA10
<i>Az.tendu</i>	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
<i>S_t</i> (cm)	20	20	20	20	20
<i>L_c</i> (m)	0,22	0,32	0,26	0,24	0,06
<i>A_{min}^{comp}</i> (cm ²)	0,44	0,64	0,52	0,48	0,12
<i>N_{barre}</i> /face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	/
<i>Az.comp</i>	0,79	0,79	0,79	0,79	/

S_t (cm)	20	20	20	20	/
A_h^{cal} (cm ²)	0,94	0,7	0,7	0,65	0,69
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.20. Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section	0,2 × 3,2	0,2 × 3,2	0,2 × 3,2	0,2 × 3,2	0,2 × 3,2
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	216,13	249,88	114,34	22,61	28,16
M (KN. m)	2286,5	454,72	183,78	258	218,22
V (KN)	641,16	394,06	289,21	158,26	69,68
τ (MPa)	1,42	0,88	0,64	0,35	0,15
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	16,17	0,51	0,012	1,76	1,38
A^{min} (cm ²)	9,6	9,6	9,6	9,6	9,6
L_t (m)	1,52	1,13	1,13	1,54	1,5
A_{min}^{tendu} (cm ²)	6,08	4,68	4,52	6,16	6
$N^{barre}/face$	16HA12	12HA12	12HA12	16HA10	16HA10
$Az.tendu$	18,1	13,57	13,57	12,57	12,57
S_t (cm)	19	19	19	19	19
L_c (m)	0,15	0,94	0,94	0,12	0,2
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,3	1,68	1,88	0,24	0,4
$N^{barre}/face$	1HA10	5HA8	5HA8	1HA8	1HA8
$Az.comp$	0,79	2,51	2,51	0,5	0,5
S_t (cm)	19	19	19	19	19
A_h^{cal} (cm ²)	1,5	1,1	0,8	0,44	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème}
Section	0,2 × 2,3	0,2 × 2,3	0,2 × 2,3	0,2 × 2,3
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	189,63	90,76	-20,61	-7,64
M (KN. m)	1231,09	209,35	95,6	175,01
V (KN)	451,58	189,96		67,95
τ (MPa)	1,4	0,59	0,42	0,21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	11,91	1,19	1,32	2,05
A^{min} (cm ²)	6,9	6,9	6,9	6,9
L_t (m)	1,08	0,96	2,3	2,3
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4,32	3,84	9,2	9,2

$N_{\text{barre/face}}$	12HA12	10HA10	12HA10	12HA10
$A_{z.\text{tendu}}$	13,57	7,85	9,42	9,42
S_t (cm)	20	20	20	20
L_c (m)	0,14	0,36	/	/
$A_{\text{min}}^{\text{comp}}$ (cm²)	0,28	0,72	/	/
$N_{\text{barre/face}}$	/	2HA10	/	/
$A_{z.\text{comp}}$	/	1,57	/	/
S_t (cm)	/	20	/	/
A_h^{cal} (cm²)	1,75	0,74	0,53	0,26
A_h^{min} (cm²)	0,4	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm²)	2,36	1,57	1,01	1,01
$N_{\text{barre/face}}$	3HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section	0,2 × 1,5	0,2 × 1,5	0,2 × 1,5	0,2 × 1,5	0,2 × 1,5
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N (KN)	409,94	597,76	205,92	30,69	19,74
M (KN. m)	373,35	157,57	58,23	63,27	49,25
V (KN)	167,11	89,16	78,35	65,38	28,16
τ (MPa)	0,81	0,43	0,38	0,32	0,14
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	1,86	0	0	0,71	0,61
A_{min} (cm²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
L_t (m)	0,54	0,042	0,089	0,57	0,67
$A_{\text{min}}^{\text{tendu}}$ (cm²)	2,16	0,17	0,18	2,28	2,68
$N_{\text{barre/face}}$	6HA10	/	/	6HA10	8HA10
$A_{z.\text{tendu}}$	4,71	/	/	4,71	6,28
S_t (cm)	17	/	/	17	17
L_c (m)	0,42	1,42	1,32	0,36	0,16
$A_{\text{min}}^{\text{comp}}$ (cm²)	0,84	2,84	2,64	0,72	0,32
$N_{\text{barre/face}}$	3HA10	9HA10	9HA10	3HA10	1HA8
$A_{z.\text{comp}}$	2,36	7,07	7,07	2,36	0,5
S_t (cm)	17	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm²)	1,01	0,54	0,48	0,4	0,18
A_h^{min} (cm²)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_h^{adop} (cm²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$N_{\text{barre/face}}$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

IV.4.4. Schéma de ferrailage

Nous exposerons ici un schéma de ferrailage des voiles et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 4.

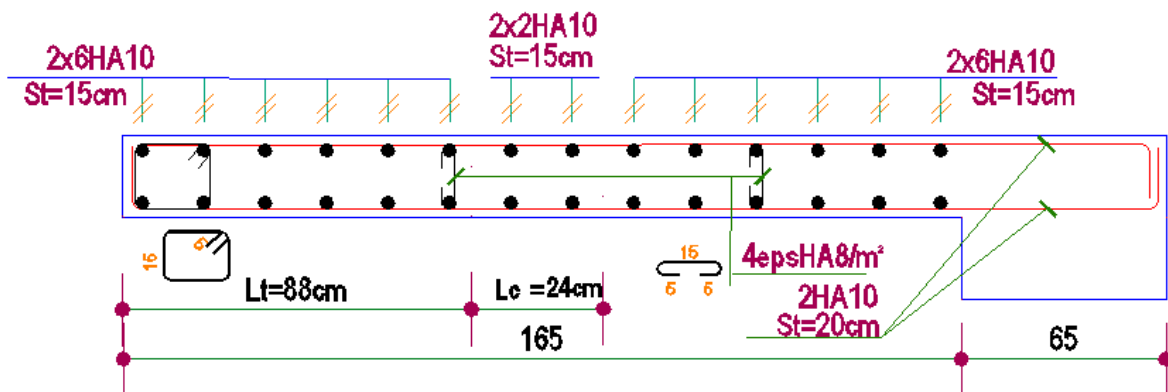


Figure IV.16. Schéma de ferrailage de Vx1 du niveau RDC

IV.4.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle important dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL. Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel d'ETABS V16.2. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par l'ETABS V16.2.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 et le BAEL 91

Chapitre V
Etude de
l'infrastructure

V.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble. Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

V.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol, Les Charges transmises au sol, La distance entre axes des poteaux, La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé de prendre une contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + G \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right. \text{ (RPA99/2003 (article 10.1.4.1)) ; } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ 1,35 + 1,5Q_B \end{array} \right. \text{ (BAEL91/99(Art B.9.2))}$$

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, on passe à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes, Si ces deux types des semelles ne conviennent pas on passe au radier général.

V.2.1. Vérification des semelles isolées

$$\frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ avec } \ll N \gg \text{ est l'effort normal agissant sur la semelle tel que :}$$

$N = N_{cal} + P_s + P_a$, avec : N_{cal} est l'effort normal à la base du poteau calculé à l'ELS donnée par le logiciel ETABS V16.

P_s : Poids de la semelle estimé à 20 KN, P_a : poids de l'avant poteau $P_a = 0,65 \times 0,651,5 \times 25$
 $P_a = 15,84 \text{ KN}$

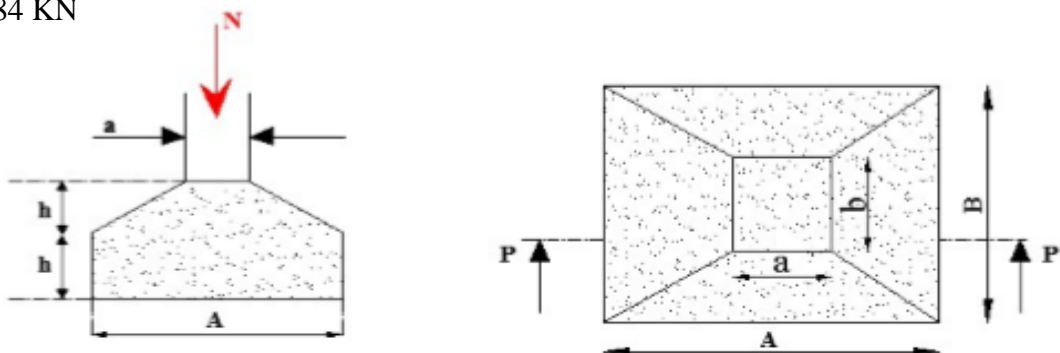


Figure V.1. Semelle isolée

La section du poteau le plus sollicité est du $(70 \times 70) \text{ cm}^2$ avec $N = 2164,815 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \\ B \geq \sqrt{\frac{0,7 \times 2164,815}{0,7 \times 160}} = 3,67 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow B = 3,67 \text{ m}$$

D'après nos résultats trouvés on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas, ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

V.2.2.Vérification des semelles filante

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de cinq poteaux (sens y-y), on vérifie que : $\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$, avec $N = \sum_{i=1}^5 N_i + 5(P_s + P_a)$

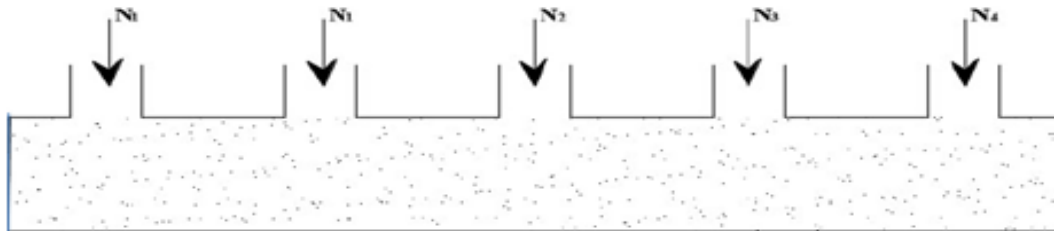


Figure V.2. Semelle filante

$$\begin{cases} N_1 = 1472,79KN \\ N_2 = 1648,64KN' \end{cases} \begin{cases} N_3 = 2128,98KN \\ N_4 = 2098,29KN' \end{cases} \begin{cases} N_5 = 981,15KN \end{cases} \rightarrow \sum_{i=1}^5 N_i = 8329,85KN$$

$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{8509,05}{160 \times 18,15} = 2,93m \rightarrow$ D'après les résultats obtenus on remarque qu'il existe un chevauchement entre les semelles filantes, donc on passe à un radier général.

V.2.3. Radier général

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

✓ **Condition de coffrage**

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max} = 5,20m$

h_t : Hauteur des nervures et h_r : hauteur de la dalle.

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} \\ h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h_r \geq 26cm \\ h_t \geq 52cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h_r = 30cm \dots \dots \dots (1) \\ h_t = 55cm \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

✓ **Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \text{ Avec } l_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \times E \times I)}{(K \times b)}}$$

- l_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)
- K : coefficient de raideur du sol (sol moyen): $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- b : largeur de la semelle, $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ (inertie de la semelle)

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L^4_{max} K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,2^4 \times 4 \times 10^4}{3,14^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 76,58cm \dots \dots \dots (3) \rightarrow h_t = 80cm$$

✓ Condition de non cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{avec } b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,27 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} V^{max} = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} \\ d \geq \frac{V^{max}}{b \times \bar{\tau}_u} \\ \text{or: } h \geq \frac{d}{0,9} \dots \dots (4) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V^{max} = \frac{64,671 \times 5,2}{2 \times 385,15} = 0,44 \text{ MPa} \\ d \geq \frac{0,44}{1 \times 1,17} = 0,37 \text{ m} \\ h \geq 0,42 \text{ m} \end{cases}$$

À partir de la condition (1) et (4) on opte pour $h_r = 45 \text{ cm}$

✓ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{47100,1608}{160} = 294,38 \text{ m}^2 \rightarrow \text{donc : } S_{rad} \leq S_{bat} \rightarrow \text{on prend } S_{rad} = S_{bat}$$

✓ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de la nervure } h_t = 80 \text{ cm} \\ \text{Enrobage } d' = 5 \text{ cm} \end{cases} ; \begin{cases} \text{Hauteur de la table du radier } h_r = 45 \text{ cm} \\ S = 385,15 \text{ m}^2 \end{cases}$$

V.3.Vérifications nécessaires

V.3.1.Vérification de la contrainte dans le sol

Il faut que : $\sigma^{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$

D'après le programme **GEOSSEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 25493,86 \text{ m}^4 \\ I_y = 13345,91 \text{ m}^4 \end{cases} ; \begin{cases} Y_x = 12,75 \text{ m} \\ Y_G = 9,23 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

$$N = 47,1 \text{ MN} ; \quad M_x = 23,632 \text{ MN.m} ; \quad I_x = 25493,86$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x G} = \frac{47,1}{385,15} + \frac{23,632 \times 9,23}{25493,86} = 0,131 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x G} = \frac{47,1}{385,15} - \frac{23,632 \times 9,23}{25493,86} = 0,113 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma^{moy} = 0,126 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y

$$N = 47,1 \text{ MN} ; \quad M_y = 29,837 \text{ MN.m} ; \quad I_y = 13345,91 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_y G} = \frac{47,1}{385,15} + \frac{29,837 \times 12,75}{13345,91} = 0,151 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_y G} = \frac{47,1}{385,15} - \frac{29,837 \times 12,75}{13345,91} = 0,093 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma^{moy} = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens y-y.

V.3.2.Vérification au poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

- N : Effort normal de calcul.
- h_t : Hauteur total de la dalle du radier.
- μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

✓ **Sous le poteau le plus sollicité**

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité : μ_c = (A+B)×2

$$\begin{cases} A = a + h = 0,7 + 0,8 = 1,5 \text{ m} \\ B = b + h = 0,7 + 0,8 = 1,5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \mu_c = 6\text{m}$$

$$N_d = 2,931 < 0,045 \times 6 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3,6 \dots \dots (\text{vérifiée})$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

V.3.3.Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante : N ≥ f × H × S × γ.

Avec : $\begin{cases} f_s = 1,15 \text{ Coefficient de sécurité} \\ S = 385,15\text{m}^2, \text{ surface du radier} \end{cases} \begin{cases} H = 3,4\text{m}, \text{ hauteur du bâtiment ancrée} \\ \gamma_w = 10\text{KN/m}^3, \text{ Poids volumique de l'eau} \end{cases}$

N = 47100,1608 KN > 15059,37KN.....Condition Vérifiée

V.4.Ferraillage du radier général

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

V.4.1.Calcul des sollicitations

$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$ avec N_u = L'effort normal ultime donné par la structure

$$\begin{cases} N_{rad} = 1,35 G + 1,5Q \\ N_u^{cal} = 64671,44 \text{ KN} \\ N_u = N_u^{cal} + N_{rad} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{rad} = 1,35 \times 4332,94 + 1,5 \times 1925,75 = 8738,1 \text{ KN} \\ N_u = 73409,54 \text{ KN} \\ Q_u = 190,6 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le panneau le plus sollicité est : L_x = 4,65 – 0,75 = 3,9 m ; L_y = 5,2 – 0,75 = 4,45 m

$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times L_x^2 \times Q_u \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 137,99 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = 102,64 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x^0 = 103,49 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y^0 = 76,98 \text{ KN.m} \end{cases} \quad M_y^a = M_x^a = -0,3 M_x^0 = -41,4 \text{ KN.m}$$

Le ferraillage se fait pour une section (b × h) = (1 × 0,45) m²

Tableau V.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nbre de barres	St (cm)
Travée	x-x	103,49	7,61	3,83	7,7	5HA14	20
	y-y	76,98	5,62	3,6	5,65	5HA12	20
Appui		- 41,4	3,00	4,83	5,65	5HA12	20

Condition de non fragilité

On a $e = 45\text{cm} > 12\text{ cm}$ et $\rho = 0,88 > 0,4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$\begin{cases} A_x^{\text{min}} = 0,0008 \left(\frac{3-0,88}{2}\right) \times 1 \times 0,45 \\ A_y^{\text{min}} = 0,0008 \times 1 \times 0,45 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = 3,83\text{cm}^2 \\ A_y^{\text{min}} = 3,6\text{cm}^2 \end{cases}$

V.4.2.Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

$N_{rad} = G + Q = 4332,94 + 1925,75 \rightarrow N_{rad} = 6258,69\text{KN}$

$N_{s,cal} = 47100,16\text{KN} \rightarrow N_s = 47100,16 + 6258,69 = 53358,85\text{KN}$

$Q_s = \frac{N_s}{S_{ra}} = \frac{53358,85}{385,15} = 138,54\text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times L_x^2 \times Q_s \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 115,05\text{KN.m} \\ M_y^0 = 94,53\text{KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} M_x^t = 0,75M_x^0 = 86,29\text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_y^0 = 70,9\text{ KN.m} \end{cases} ; M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_x^0 = -34,52\text{ KN.m}$

V.4.2.1.Vérification des contraintes

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit

Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	86,29	8,53	135075,03	5,45 < 15	V	301,56 > 201,62	N.V
	y-y	70,9	7,43	103576,04	5,09 < 15	V	334,42 > 201,62	N.V
Appuis		- 34,52	7,43	103576,04	2,48 < 15	V	162,83 < 201,62	N.V

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées en travée, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Tableau V.3. Section d'armature du radier à l'ELS

localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres	St (cm)
travée	x-x	86,29	2,67	0,278	11,79	12,06	6HA16	16
	y-y	70,9	2,19	0,253	9,6	10,05	5HA16	20

V.4.2.2.Vérification des espacements

Sens x-x : $St = 16 \leq \min(1,5h_r, 20) \text{ cm} \rightarrow St = 16 \leq 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $St = 20 \leq \min(1,5h_r, 20) \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

V.4.3. Schéma de Ferrailage du radier

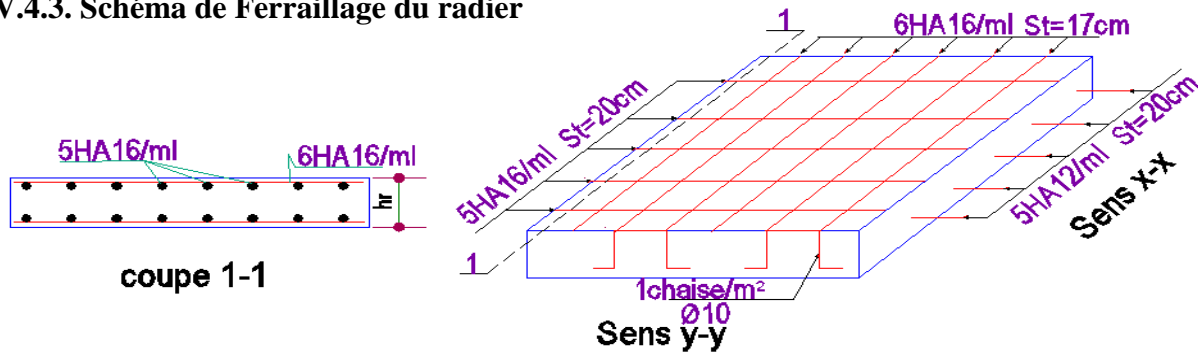


Figure V.3. Schéma de ferrailage du radier

V.5.Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

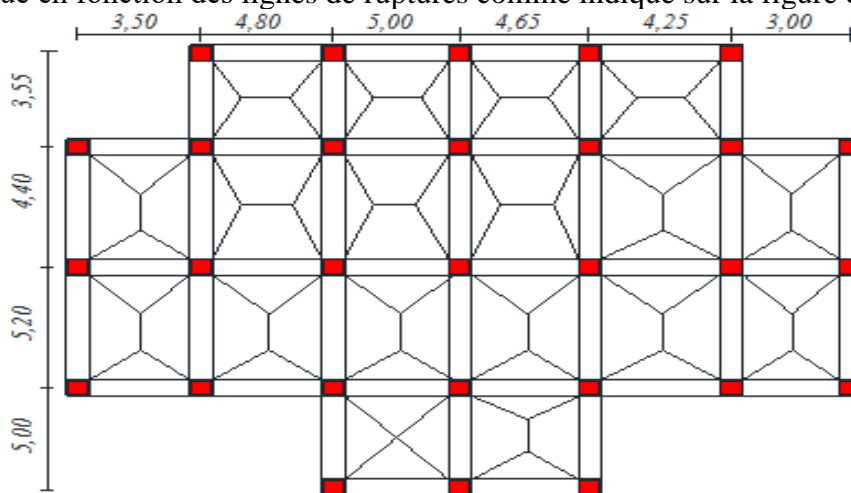


Figure V.4. Schéma des lignes de rupture du radier

V.5.1.Définition des charges

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot ou forfaitaire.

✓ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P \sum L_{xi}^2}{2 \sum L_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times L_x \end{cases} \text{ : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée}$$

✓ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_x^g + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_x^d \right] \quad , q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) l_x^g + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) l_x^d \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

V.5.2.Calcul les sollicitations

Pour chaque sens, on va étudier la nervure la plus défavorable.

❖ Sens x-x : La méthode utilisée pour le calcul des sollicitations est la méthode Caquot

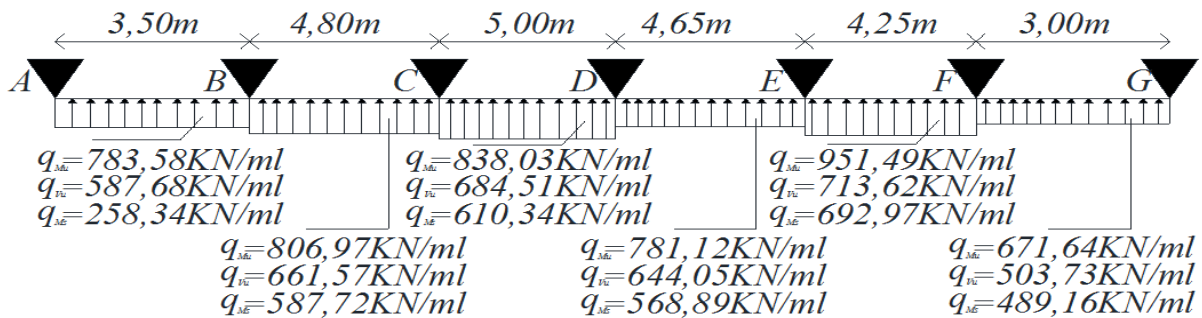


Figure V.5. Schéma statique de la nervure selon X-X

❖ Sens y-y : La méthode utiliser pour le calcul des sollicitations est la méthode forfaitaire

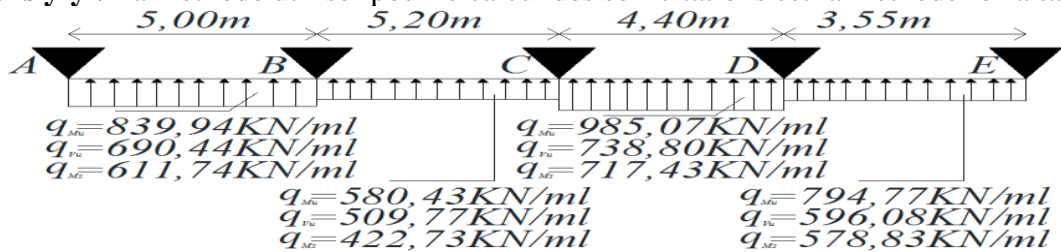


Figure V.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	3,50	783,58	0	-847,24	1,44	1162,21	813,63	1129,19	-1613,33
	BC	4,80	806,97	-847,24	-993,66	2,36	2323,43	1404,19	1906,22	-1967,23
	CD	5,00	838,03	-993,66	-953,41	2,52	2618,68	1645,45	2103,12	-2087,03
	DE	4,65	781,12	-953,41	-854,89	2,35	2110,98	1207,36	1837,29	-1638,69
	EF	4,25	951,49	-854,89	-631,27	2,18	2146,85	1406,81	2074,53	-1969,30
	FG	3,00	671,64	-631,27	0	1,87	709,62	471,84	1217,88	-797,04
Y-Y	AB	5,00	839,94	0	-980,92	/	2624,81	2099,85	1726,1	-1898,71
	BC	5,20	580,43	-980,92	-784,74	/	1960,4	928,2	1457,94	-1325,40
	CD	4,40	985,07	-784,74	-1191,9	/	2383,87	1191,94	1625,36	-1787,89
	DE	3,55	794,77	-1191,9	0	/	1251,91	1001,53	1111,13	-1010,11

Tableaux V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3,50	285,34	0	-486,31	1,26	402,67	227,60
	BC	4,80	587,72	-486,31	-723,68	2,32	1690,75	1099,01
	CD	5,00	610,34	-723,68	-694,38	2,51	1907,28	1198,31
	DE	4,65	568,89	-694,38	-306,29	2,47	1531,62	1043,39
	EF	4,25	692,97	-306,29	-495,64	2,06	1563,13	1165,06
	FG	3,00	489,16	-495,64	0	1,83	523,27	486,37
Y-Y	AB	5,00	611,74	0	-1033,84	/	1911,69	1529,35
	BC	5,20	422,73	-1033,84	-571,53	/	1428,23	721,97
	CD	4,40	717,43	-571,53	-868,09	/	1736,18	885,45
	DE	3,55	578,83	-868,09	0	/	911,84	729,47

V.5.3. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur b

h = 0,8m ; h₀ = 0,45 m ; b₀ = 0,75m ; d = 0,75m

$$\frac{b-0,75}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{5,2}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(CBA. Art4.1.3)}$$

$$\frac{b-0,75}{2} \leq \min(2,5; 0,52) \quad \text{Donc : } b = 1,8 \text{ m}$$

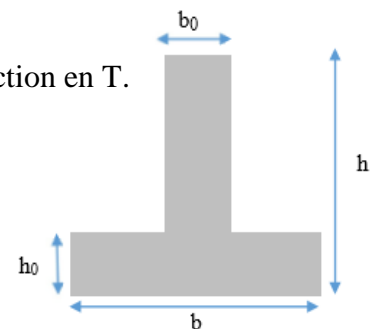


Figure V.7. Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres	
x-x	Travée	1645,45	67,13	16,3	74,57	7HA25+5HA32
	Appuis	-993,66	41,89	16,3	49,09	10HA25
y-y	Travée	2099,85	87,38	16,3	90,24	10HA32+2HA25
	Appuis	-1191,9	51,43	16,3	55,37	10HA25+2HA20

✓ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(20; 22,86; 75) \text{ mm} \rightarrow \text{Soit: } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

V.5.4.Vérifications nécessaires

V.5.4.1.Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ FN, \bar{\tau} < \min(0,1 f_{c28}; 4MPa) \end{cases}$$

$$\text{Sens } x - x : \begin{cases} \tau_u = \frac{2103,12 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,75} = 1,56 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Sens } y-y : \begin{cases} \tau_u = \frac{1898,71 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,75} = 1,41 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

on remarque dans les deux sens que τ_u < τ̄ , donc pas de risque de cisaillement

V.5.4.2. Vérification des contraintes

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification 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)	Obs
x-x	Travée	1198,31	27,64	3992599,54	8,29 < 15	V	213,21 > 201,63	N.V
	Appuis	-723,68	25,21	4081835,52	4,47 < 15	V	132,4 < 201,63	V
y-y	Travée	1529,35	29,00	4672456,70	9,91 < 15	V	236,01 > 201,63	N.V
	Appuis	-1033,84	25,84	3288351,77	8,13 < 15	V	231,83 > 201,63	N.V

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du béton soit : h=95cm et les nouveaux résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	1198,31	29,74	5764911,05	187,88 < 201,62	Vérifiée
	Travée	1529,35	31,75	6916411,39	199,84 < 201,62	Vérifiée
y-y	Appuis	-1033,84	27,7	4991460,57	193,97 < 201,62	Vérifiée

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peaux afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc : $\begin{cases} \text{Sens x - x : } A = 3 \times 0,95 = 2,85 \text{ cm}^2 \\ \text{Sens y - y : } A = 3 \times 0,95 = 2,85 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2 \text{ par face.}$

V.5.5. Schéma de ferrailage des nervures

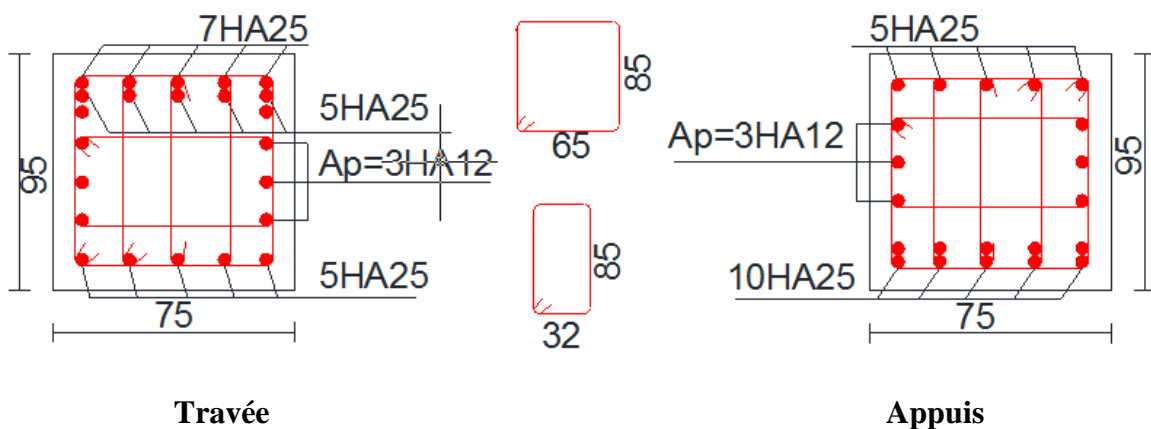


Figure V.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (x-x)

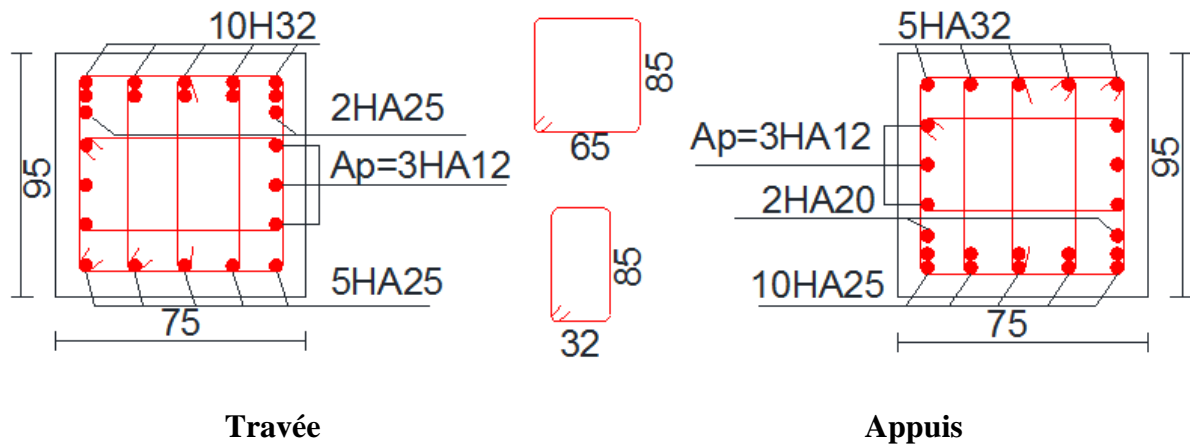


Figure V.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (y-y)

V.6. Etude de Voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le RPA99 (Art 10.1.2), un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences 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.

V.6.1. Dimensionnement de voile :

La hauteur $h=3.4$ m, La longueur $L = 5,2$ m, L'épaisseur $e = 20$ cm Q

• Caractéristiques du sol

- { Le poids spécifique $20\text{KN}/\text{m}^3$
- { L'angle de frottement 14°
- { La cohésion $0,46$ bars

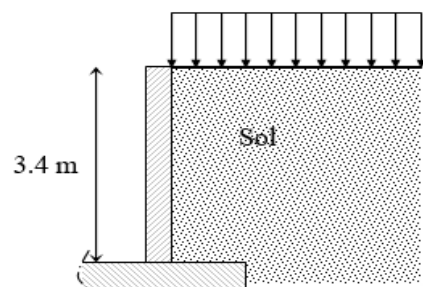


Figure V.10. Voile périphérique

V.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

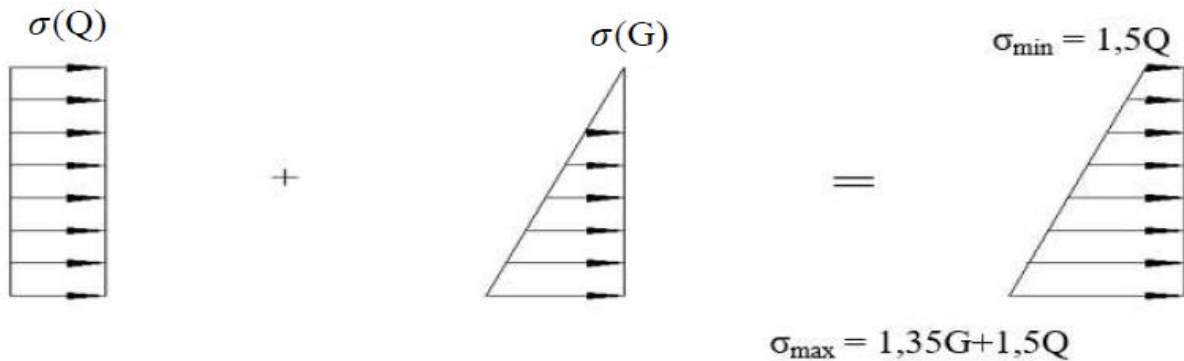


Figure V.11. Schéma des contraintes

a) Poussée des terres:

$$G = h \times \left(\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$G = 3,4 \times \left(20 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{14}{2} \right) - 2 \times 0,46 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{14}{2} \right) \right) = 39,06 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

En tenant compte d'une charge q = 10 KN/m²

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{14}{2} \right) = 6,1 \text{ KN/m}^2$$

V.6.3.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

V.6.3.1. A L'ELU

$$\sigma_{min} = 1,5Q = 9,15 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 61,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 48,69 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 48,69 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 3,4 \text{ m} \\ L_y = 3,4 \text{ m} \end{cases} ; \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,4 \\ \text{travaille dans deux sens} \end{cases} ; \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 42,27 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 15,27 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 35,93 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 12,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{appui} = -0,5 \times M_{0x} = -21,14 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.9. Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A(cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
travée	x-x	35,93	0,088	0,115	0,162	6,36	2	6HA12=6,79
	y-y	12,98	0,032	0,04	0,167	2,23	2	4HA10=3,13
appuis		-21,14	0,052	0,066	0,166	3,67	2	6HA10=4,71

a) Espacement des armatures :

Armatures // L_x: St = 16.7cm ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm → St = 17 cm

Armatures // L_y: St = 25cm ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm → St = 25 cm

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_c^{2/3} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration nuisible}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = 69,89 \text{ KN} ; V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = 19,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,06989}{1 \times 0,17} = 0,41 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée)}$$

V.6.3.2.A l'ELS:

$$\sigma^{min} = Q = 6,1 \text{ KN/m}^2 ; \sigma^{max} = G + Q = 45,16 \text{ KN/m}^2 ; q_s = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = 35,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,65 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 32,93 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 17,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 27,99 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 14,65 \text{ KN.m} \end{cases}, \quad M_{appui} = -0,5 \times M_{0x} = -16,47 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.10. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	27,99	4,95	18831,57	7,36 < 15	Vérifiée	268,65 > 201,63	N.Vérifiée
	Y-Y	14,65	3,55	9984,67	5,21 < 15	Vérifiée	296,01 > 201,63	N.Vérifiée
Appuis		-16,47	4,25	14043,89	4,98 < 15	Vérifiée	224,28 > 201,63	N.Vérifiée

On doit calculer les armatures à L'ELS car les contraintes de traction ne sont pas vérifiées

Tableau. V.11. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St(cm)
travée	x-x	27,99	4,8	0,37	9,31	7HA14=10,78	14
	y-y	14,65	2,51	0,27	4,69	6HA10=4,71	17
Appuis		-16,47	2,83	0,29	5,31	5HA12=5,65	20

V.6.4.Schéma de ferrailage de voile périphérique

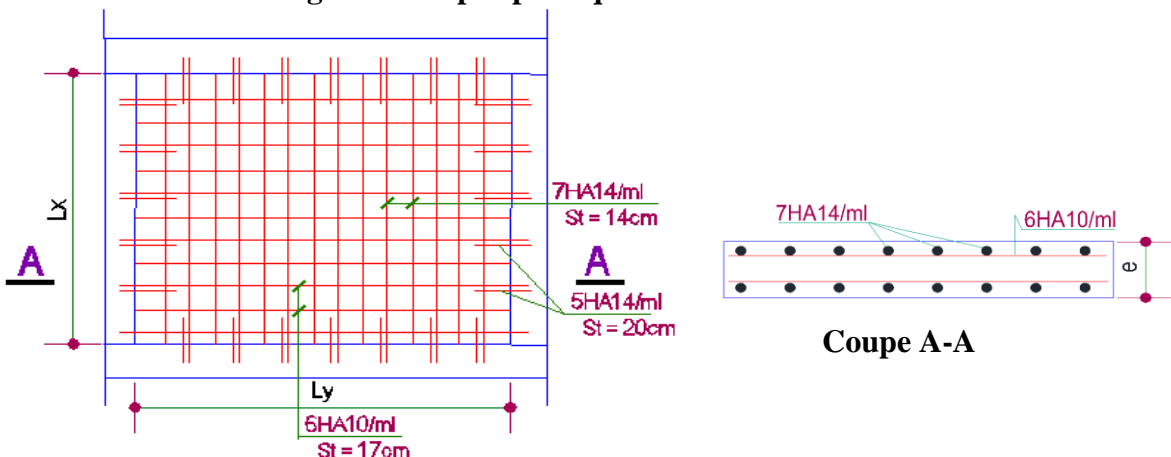


Figure V.11.Schémas de ferrailage de voile périphérique

V.6.5.Conclusion :

L'implantation d'un ouvrage nécessite de procéder à une étude de sol sérieuse, permettent de dresser avec une bonne précision sa capacité pour qu'il supporte les charges appliquées par le bâtiment sur le sol.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portante de (1.6 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Conclusion générale

Conclusion général

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après:

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETABS V16.2.0 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Le logiciel ETABS V16.2.0 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié. Et en clôturant, on espère que ce modeste travail apporte un plus aux promotions futures.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Mémoires de fin d'études et Cahiers de cours decursus.
- Logiciels utilisés :
 - ETABS V16.2.0
 - GEOSEC

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 0.8$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		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	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.051	
	0.7	0.150	0.157	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.059	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.068	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.077	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.058	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

NOTA : Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	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

ANNEXE 4
Planche De Ferrailage

ANNEXE 5

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building


Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course max en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette								
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	D1 HSG	D2 HSG							
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140							
					Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140				
					ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140				
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160							
								ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140							
					Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140				
					ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140				
		1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160						
									ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220							
								TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	220							
1250 16 pers.	1,50	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160							
					ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160				
		1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160						
									ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220							
								TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320							
1600 21 pers.	1,50	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160							
					ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160				
		1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160						
									ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220							
								TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320							

Remarque: toutes les courses sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant le cas. (2) Entrainement: 2v = 2 vitesses, Dy S = Direction 5 vitesse constante de vitesse, TD 2 = TD 2 (2 vitesses) en dessous les vitesses en l'absence de communication p. 32-33. (3) ACVF = variation continue de fréquence, Dy S = Direction 5 vitesse constante de vitesse. (4) Le passage est calculé suivant le norme G. 19-100 et G. 19-200. (5) Dy MV = Direction 5 vitesse constante de vitesse. (6) TD 2 = Traction 2 (sans ou avec traction de l'extérieur sans traction).

Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	5. Laboratoire	collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	31000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	33500	12500	1500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
						□	□	□	□	□	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre le Handicap (C.N.L.H.) - Union française des Handicapés (U.F.H.) - Les espaces sont réservés à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en hauteur (page 21/22).

□ Il n'est pas possible de donner ces valeurs précises dans le cadre d'un document général. □ S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider submer.

ANNEXE 6
Rapport De Sol

VII- CONCLUSION ET SUGGESTIONS

La synthèse des différents essais in-situ et au laboratoire réalisés dans le cadre de la réalisation du projet terrain ALCOST à BEJAIA permet de conclure que le site est caractérisé par :

- ✦ Une lithologie homogène formé essentiellement par une couche d'argile limoneuse graveleuse parfois sableuse grise parfois sableuse étendue entre 3.50 et 12.0m de profondeur. Cette formation repose sur une couche d'argile marneuse grise jusqu'à 15.00m de profondeur.

On signale aussi la présence d'une couche alluvionnaire au droit du sondage SC01 et DC02.

- ✦ Les essais de pénétration dynamique reflètent une faible résistance du sol.
- ✦ Une classification du site de : S 3 (Sol meuble) , obtenue à partir des essais préssiométriques.
- ✦ L'eau a été détectée à partir de 3.50 m de profondeur.

Au vu de ces résultats obtenus et de la nature du sol rencontré, nous vous proposons les solutions suivantes :

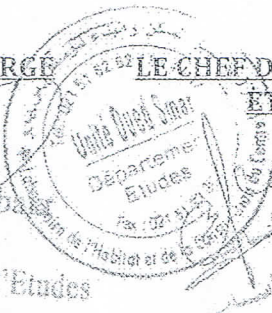
- ✦ Des fondations superficielles, selon la conception du BET.
- ✦ la contrainte admissible du sol est égale à : 1, 6 bar.
- ✦ L'ancrage des fondations sera à partir de : 4,00 m.
- ✦ Prévoir un drainage périphérique aux droits des bâtiments ainsi qu'aux niveaux des fondations afin d'éviter le contact avec l'eau souterraine ou d'éventuelles remontés de la nappe surtout dans la période des pluies.
- ✦ Eviter les travaux anarchiques des terrassements surtout en période de pluie.
- ✦ Prévoir un drainage superficiel pour toutes les eaux de ruissellement pour tout le site.

BEJAIA est située dans la zone II.a de moyenne activité sismique selon la classification du RPA-99 version 2003.

**L'INGENIEUR CHARGE
D'ETUDE**

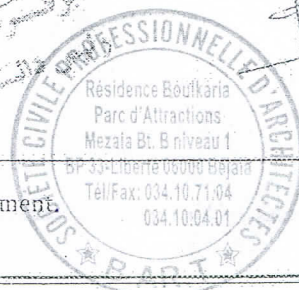
SAADI
Ingénieur Chargé d'Etudes

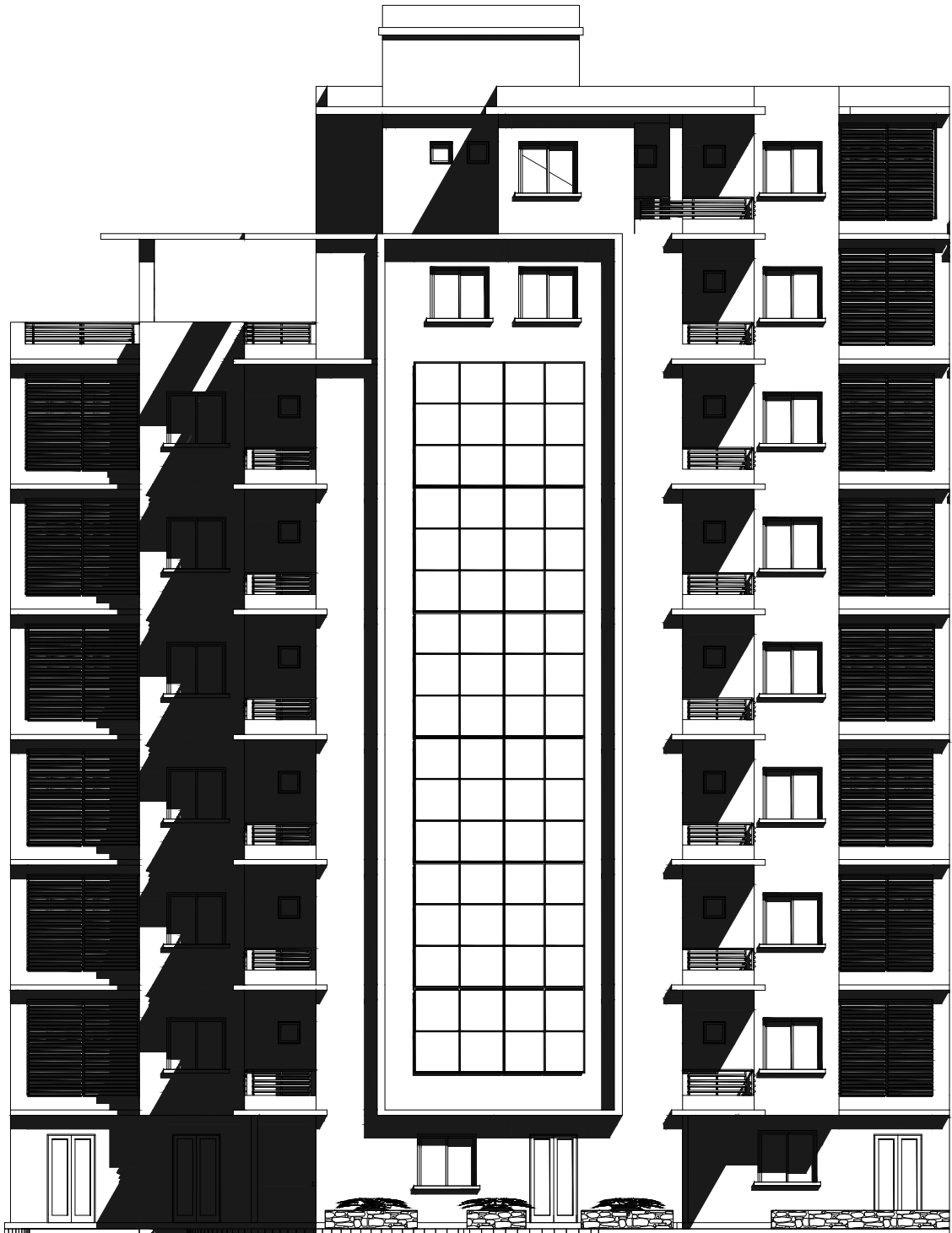
**LE CHEF DEPARTEMENT
ETUDES**



**LE DIRECTEUR
D'UNITE**

[Signature]





FACADE POSTERIEURE

