

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

BOUDJEMA ALI
BOURABIA IMANE NABILA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+7 A USAGE MULTIPLES CONTREVENTÉ
PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILE+PORTIQUE)**

Devant le jury composé de :

M^{me}. AIT AHMED.F
Dr. BOUAMRA.Y
Pr. AIT TAHAR.K
Dr.MOUSSAOULF

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Présidente
Encadreur
Co-encadreur
Examinateur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Dr BOUAMRA YUCEF, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail, et pour tous ses conseils utiles durant la période de notre projet.

Nous remercions, en particulier, les ingénieurs des bureaux d'étude, Mr OUABDESSLAM HASSAN et Mr ABDERRAHMANI ABDELLHAK de leur précieuse aide.

Au personnel du bureau d'architecture en particulier Mr BOUBAKEUR MOHAMED.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants du département génie civil qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin.

ALI & IMANE

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A l'âme de mon très cher père que le destin a privé du plaisir de la lecture du rapport de son fils. J'espère que de là où il est, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Et que dieu, tout puissant, le comble de sa sainte miséricorde !

A la fleur de ma vie, ma très chère mère, merci énormément pour tout le soutien et l'amour que tu me portes depuis mon enfance et j'espère que ta bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de tes vœux tant formulés, le fruit de tes innombrables sacrifices, Puisse Dieu, dans sa grandeur, t'accorder santé, bonheur et longue vie.

A mes frères, mes sœurs et toute la famille

A tous mes ami(e)s qui n'ont jamais cessé(e) de me soutenir.

ALLOU

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments.

A Mon père, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus pour qui j'ai l'immense respect, tout mon amour pour toi et que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.

A Ma mère, la lumière de ma vie, qui m'a tous donnée, l'amour, la tendresse, et le courage pour réussir. Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée.

A mon cher frère MOUSSA, mes jolies sœurs : KHADIDJA, RYMA, ASMA, et leurs petites familles

A mon cher binôme durant ces cinq ans ALILOU.

A tous mes amis(es) sans exception, en particulier REDHA, IMANE.

IMANE

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation

Résumé

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I. Introduction.....	2
I. 1. Aperçu générale du projet	2
I. 1.1. Aspect géophysique	2
I. 1.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I. 2. Choix du système de contreventement	3
I. 3. Présentation des règles de CBA.....	4
I. 3.1. Règles et Normes utilisées	4
I. 3.2. Etats limites	4
I. 3.3. Actions et combinaisons d'actions	4
I.4. Caractéristiques des matériaux	6
I.4.1. Béton	6
I.4.2. L'acier	8
I.5. Hypothèses de calcul	8
I.6. Conclusion	9

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.Introduction.....	10
II.1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux	10

II.1.1. Les planchers	10
II.1.2. La dalle de salle machine	13
II.1.3. Les escaliers	14
II.1.4. L'acrotère	16
II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux	17
II.2.1. Les poutres.....	17
II.2.2. Les voiles.....	18
II.2.3. Les poteaux	19
II.3. Evaluation des charges et des surcharges.....	20
II.4. Descente de charge.....	23
II.5. Conclusion	30

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Introduction.....	31
III. 1. Calcul des planchers.....	31
III. 1.1. Plancher à corps creux	31
III. 1.1.1. Etude des poutrelles	31
III. 1.1.2. Etude de la dalle de compression	45
III. 1.2. Plancher dalle pleine.....	46
III. 1.2.1. Calcul des sollicitations	47
III. 1.2.2. Evaluations des moments	47
III. 1.2.3. Evaluations des efforts tranchants	47
III. 1.2.4. Ferrailage	48
III. 1.2.5. Vérifications	50
III. 2. Calcul des balcons.....	52
III.2.1. Calcul des sollicitations	52
III.2.2. Ferrailage	53
III.2.3. Vérifications	54
III. 3. Etude de la salle machine	56
III.3.1. Calcul des sollicitations	56
III.3.2. Principe de calcul	56
III.3.3. Ferrailage	58

III.3.4. Vérifications	61
III. 4. Etude de l'acrotère	63
III.4.1. La force sismique F_p	64
III.4.2. Combinaison de sollicitation.....	64
III.4.3. Ferrailage	64
III.4.4. Vérifications	65
III. 5. Etude des escaliers.....	68
➤ Type 1/2.....	68
III.5.1. Volée 1	68
III.5.1.1. calcul des sollicitations	68
III.5.1.2. Ferrailage	71
III.5.1.3. Vérifications	72
III.5.2. Volée 2/4	75
III.5.2.1. Calcul des sollicitations	75
III.5.2.2. Ferrailage	77
III.5.2.3. Vérifications	79
III.5.3. Volée 3 « console »	81
III.5.3.1. Calcul des sollicitations.....	81
III.5.3.2. Ferrailage	81
III.5.3.3. Vérifications	82
➤ Type 3.....	84
III.5.4. Volée 1.....	84
III.5.4.1. Calcul des sollicitations.....	84
III.5.4.2. Ferrailage	85
III.5.4.3. Vérifications	87
III. 6. Étude de la poutre brisée	89
III.6.1. Dimensionnement de la poutre	89
III.6.2. Sollicitations	89
III.6.3. Ferrailage.....	90

III.6.4. Ferrailage global	92
III.6.5. Vérifications.....	92

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE & SISMIQUE

IV. Introduction.....	94
IV. 1. Méthode de calcul.....	94
IV. 2. Choix de la méthode de calcul.....	94
IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	95
IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale	95
IV. 3. Modélisation de la structure.....	97
IV.3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	99
IV.3.2. Caractéristiques dynamiques de la structure	100

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V. Introduction.....	112
V. 1. Combinaisons d'actions.....	112
V. 2. Caractéristiques des matériaux.....	112
V. 3. Etude des poteaux	113
V.3.1. Etapes de calcul.....	113
V.3.2. Exemple de calcul de ferrailage.....	115
V. 4. Etude des poutres	122
V.4.1. Etape de calcul	123
V.4.2. Exemple de calcul de ferrailage	124
V. 5. Etude des voiles.....	131
V.5.1. Méthode de calcul	134
V.5.2. Exemple de calcul de ferrailage	135

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VI. Introduction.....	140
VI. 1. Etude du sol	140
VI. 2. Choix du type de fondation.....	140
VI.2.1. Semelles filantes.....	140
VI.2.2. Radier général	141

VI.3. Etude d'un radier	142
VI.3.1. Pré-dimensionnement du radier	142
VI.3.2. Les Vérifications du radier	144
VI.3.3. Ferrailage du radier (panneau)	148
VI.3.3.1. Méthode de calcul	148
VI.3.3.2. Application de la méthode de calcul	149
VI.3.3.3. Ferrailage des nervures	152
VI.3.3.4. Ferrailage de débord du radier	158
VI.4. Etude de voile périphérique	160
VI.4.1. Dimensionnement du voile	160
VI.4.2. Détermination des sollicitations	160
VI.4.3. Ferrailage de voile	161
VI.4.4. Vérifications	162
CONCLUSION GENERALE.....	165

Bibliographie

Annexes

Plans d'architectures & de ferrailages

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Situation géographique du projet.....	2
Figure I.2. Plan de masse.....	2
Figure I.3. Façade principale.....	3

Chapitre II

Figure II.1. Plancher corps creux.....	10
Figure II.2. Dalle pleine sur un seul appui.....	12
Figure II.3. Dalle pleine sur deux appuis.	13
Figure II.4. Dalle pleine sur 4 appuis.....	13
Figure II.5. Schéma des détails d'un escalier.....	14
Figure II.6. Schéma statique du volée 1.....	15
Figure II.7. Schéma statique du volée 2 et 4.	15
Figure II.8. Schéma statique des escaliers du type 3.	16
Figure II.9. Schéma de l'acrotère.....	17
Figure II.10. Coupe des voiles en plan.....	18
Figure II.11. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau terrasse ».....	23
Figure II.12. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau sous terrasse ».....	24
Figure II.13. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau RDC ».....	24
Figure II.14. La surface reprise par le poteau central.....	27

Chapitre III

Figure III.1. Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	38
Figure III.2. Diagramme des efforts internes à l'ELS.	39
Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure III.4. Ferrailage des poutrelles.....	46

Figure III.5. Ferrailage du plancher.....	46
Figure III.6. Panneau de dalle pleine sur 4 appuis.....	46
Figure III.7. Ferrailage de la dalle pleine.....	52
Figure III.8. Schéma présentatif du balcon « console ».....	52
Figure III.9. Schéma statique du balcon à l'ELU.....	52
Figure III.10. Schéma statique du balcon à l'ELS.....	53
Figure III.11. Ferrailage du balcon.....	55
Figure III.12. Ferrailage de la dalle de salle machine.....	63
Figure III.13. Diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	63
Figure III.14. Section de calcul d'acrotère.....	64
Figure III.15. Ferrailage de l'acrotère.....	68
Figure III.16. Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU.....	68
Figure III.17. Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELS.....	70
Figure III.18. Ferrailage du volée 1 type 1.....	74
Figure III.19. Schéma statique du volée 2/4 type 1 à l'ELU.....	75
Figure III.20. Schéma statique du volée 2/4 type 1 à l'ELS.....	76
Figure III.21. Ferrailage volée 2/4 type 1.....	81
Figure III.22. Schéma statique du volée 3 à l'ELU / à l'ELS.....	81
Figure III.23. Ferrailage du volée 3 « console ».....	83
Figure III.24. Schéma statique du volée 1 type 3 à l'ELU.....	84
Figure III.25. Schéma statique du volée 1 type 3 à l'ELS.....	84
Figure III.26. Ferrailage escalier type 3.....	88
Figure III.27. Schéma présentant la poutre brisée.....	89
Figure III.28. Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU/à l'ELS.....	89
Figure III.29. Ferrailage de la poutre brisée.....	93

Chapitre IV

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	97
Figure IV.2. Schéma de la structure en 3D.....	98
Figure IV.3. La disposition des voiles.....	99
Figure IV.4. 1 ^{er} mode de translation selon le sens Y-Y.....	101

Figure IV.5. 2 ^{ème} mode de translation selon X-X	102
Figure IV.6. 3 ^{ème} mode de rotation de période.....	102
Figure IV.7. Moment de renversement.	109

Chapitre V

Figure V.1. Les sollicitations exercées sur le poteau.....	113
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	122
Figure V.3. Ferrailage des poutres.....	131
Figure V.4. Les sollicitations exercées sur les voiles.....	132
Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans le voile.....	133
Figure V.6. Diagrammes des contraintes des sections sollicitées à la flexion composée.....	134
Figure V.7. Schéma de ferrailage de voile 15	139
Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile 9	139

Chapitre VI

Figure VI.1. La nervure.....	143
Figure VI.2. Radier sous voile.....	144
Figure VI.3. Radier sous poteau.....	144
Figure VI.4. Diagramme des contraintes.....	146
Figure VI.5. Le panneau le plus sollicité.....	149
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.....	152
Figure VI.7. Dimensions de la nervure.....	152
Figure VI.8. Transmission des charges des dalles aux poutres.....	153
Figure VI.9. Schéma statique de nervure.....	155
Figure VI.10. Ferrailage des nervures.....	158
Figure VI.11. Schéma statique et diagramme des efforts de débord du radier.....	158
Figure VI.12. La section de ferrailage de débord du radier.....	159
Figure VI.13. Le voile périphérique.....	160
Figure VI.14. Ferrailage du voile périphérique.....	164

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1. Dimensions de l'ouvrage.....	3
Tableau I.2. Les combinaisons d'actions.....	5
Tableau I.3. Dosage du béton.....	6
Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	9

Chapitre II :

Tableau II.1. Les épaisseurs des dalles pleines.....	13
Tableau II.2. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse accessible.....	20
Tableau II.3. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'étage courant.....	20
Tableau II.4. Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une cage d'ascenseur.....	21
Tableau II.5. Evaluation des charges d'un balcon.....	21
Tableau II.6. Evaluation des charges du volée.....	21
Tableau II.7. Evaluation des charges du palier.....	22
Tableau II.8. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	22
Tableau II.9. Evaluation des charges des murs intérieurs.....	22
Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère.....	22
Tableau II.11. Les charges d'exploitation du poteau de rive.....	23
Tableau II.12. Les charges permanentes du poteau de rive.....	24
Tableau II.13. La descente de charge du poteau de rive.....	26
Tableau II.14. Les charges d'exploitations du poteau de central.....	26
Tableau II.15. Les charges permanentes du poteau central.....	27
Tableau II.16. La descente de charge du poteau central.....	28
Tableau II.17. Les sections retenues des poteaux.....	29
Tableau II.18. Vérification vis-à-vis RPA.....	29
Tableau II.19. Vérification vis-à-vis flambement.....	30

Chapitre III

Tableau III.1. Evaluation des charges dans chaque plancher.....	32
Tableau III.2. Type des poutrelles du bâtiment.....	33
Tableau III.3. Valeurs des coefficients.....	35
Tableau III.4. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 1/2 ».....	36
Tableau III.5. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 3 ».....	36
Tableau III.6. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 4 ».....	36
Tableau III.7. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS « type 1/2 ».....	37
Tableau III.8. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS «type 3 ».....	37
Tableau III.9. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS «type 4».....	37
Tableau III.10. Calcul du moment en travées, et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS « type5».....	38
Tableau III.11. Efforts maximaux en appuis Et en travée à l'ELU.....	39
Tableau III.12. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELS.....	39
Tableau III.13. Résultat de calcul des sections d'armatures en appuis et en travée.....	41
Tableau III.14. Résultat des vérifications à l'ELU.....	43
Tableau III.15. Résultat des vérifications à la compression à l'ELS.....	43
Tableau III.16. Résultat des vérifications de la flèche à l'ELS.....	45
Tableau III.17. Sollicitations de calcul.....	47
Tableau III.18. Evaluation des moments et des efforts tranchants.....	47
Tableau III.19. Ferrailage de la dalle pleine.....	50
Tableau III.20. Résultats des vérifications à l'ELU.....	51
Tableau III.21. Résultats des vérifications à la compression du béton.....	51
Tableau III.22. Ferrailage du balcon.....	54
Tableau III.23. Résultats des vérifications à l'ELU.....	55
Tableau III.24. Résultats des vérifications à la compression du béton.....	55
Tableau III.25. Résultats du ferrailage de la dalle machine.....	61
Tableau III.26. Résultats des vérifications à l'ELU.....	62

Tableau III.27. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	62
Tableau III.28. Résultat du ferrailage de l'acrotère.....	66
Tableau III.29. Résultat des vérifications à l'ELU.....	66
Tableau III.30. Résultat de vérification des contraintes à L'ELS.....	67
Tableau III.31. Charges et Sollicitations de l'escalier.....	68
Tableau III.32. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 ».....	71
Tableau III.33. Résultats du ferrailage du volée 1.....	72
Tableau III.34. Résultats des vérifications à l'ELU.....	73
Tableau III.35. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	73
Tableau III.36. Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 1.....	74
Tableau III.37. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 2/4 ».....	77
Tableau III.38. Résultats du ferrailage du volée 2/4	79
Tableau III.39. Résultats des vérifications à l'ELU.....	79
Tableau III.40. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	80
Tableau III.41. Résultat de calcul de la flèche du volée 2/4 type 1.....	80
Tableau III.42. Résultat des sollicitations appliquées sur volée (3).....	81
Tableau III.43. Résultats du ferrailage du volée 3.....	82
Tableau III.44. Résultats des vérifications à l'ELU.....	83
Tableau III.45. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	83
Tableau III.46. Charges et Sollicitations de l'escalier.....	84
Tableau III.47. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « type 3 ».....	85
Tableau III.48. Résultats du ferrailage du type 3.....	86
Tableau III.49. Résultats des vérifications à l'ELU.....	87
Tableau III.50. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	87
Tableau III.51. Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 3.....	88
Tableau III.52. Charges appliquées sur la poutre brisée.....	89
Tableau III.53. Moment et effort tranchant de la poutre brisée.....	90
Tableau III.54. Résultats du ferrailage de la poutre brisée.....	92
Tableau III.55. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	93

Chapitre IV

Tableau IV.1. Facteur d'amplification dynamique moyen.....	96
Tableau IV.2. Facteur de qualité « Q ».....	97
Tableau IV.3. Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux.....	100
Tableau IV.4. Mode de vibration et participation massique.....	101
Tableau IV.5. Les charges reprises par les voiles et les portiques.....	103
Tableau IV.6. L'effort tranchant modal.....	103
Tableau IV.7. Combinaison des réponses modales.....	104
Tableau IV.8. Vérification de la force sismique statique & dynamique.....	105
Tableau IV.9. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens X-X).....	105
Tableau IV.10. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens Y-Y).....	106
Tableau IV.11. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X).....	107
Tableau IV.12. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y).....	107
Tableau IV.13. Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X.....	108
Tableau IV.14. Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y.....	108
Tableau IV.15. Calcul de moment de renversement sens X-X.....	109
Tableau IV.16. Calcul de moment de renversement sens Y-Y.....	110
Tableau IV.17. Calcul du centre de gravité de torsion.....	110
Tableau IV.18. Vérification du renversement.....	110
Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit.....	111
Tableau IV.20. Redimensionnement des poteaux et vérification de l'effort normal réduit....	111

Chapitre V

Tableau V.1. Combinaisons d'actions.....	112
Tableau V.2. Caractéristiques des matériaux.....	112
Tableau V.3. Armatures minimales et maximales pour chaque zone.....	114
Tableau V.4. Sollicitations obtenues par ETABS.....	114
Tableau V.5. Sollicitation corrigées.....	115
Tableau V.6. Ferrailages des poteaux.....	117

Tableau V.7. Espacement des armatures transversales.....	118
Tableau V.8. Armature transversales (Zone courante).....	119
Tableau V.9. Armature transversale (Zone nodale).....	119
Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.....	120
Tableau V.11. Vérification des contraintes.....	121
Tableau V.12. Vérification de l'effort normale ultime.....	121
Tableau V.13. Ferrailage de poutres principales (30x40).....	127
Tableau V.14. Ferrailage de poutres secondaires (30x35).....	128
Tableau V.15. Vérification du cisaillement du béton.....	129
Tableau V.16. Vérification des contraintes des poutres principales.....	130
Tableau V.17. Vérification des contraintes des poutres secondaires.....	130
Tableau V.18. Vérification de la flèche.....	131
Tableau V.19. Résultats des ferrillages du voile 15	138
Tableau V.20. Résultats des ferrillages du voile 9.....	138
Tableau V.21. Résultats des vérifications du voile 15.....	139
Tableau V.22. Résultats des vérifications du voile 9.....	139

Chapitre VI

Tableau VI.1. La surface revenant aux semelles.....	141
Tableau VI.2. Vérification des contraintes.....	146
Tableau VI.3. Calcul des moments.....	150
Tableau VI.4. Vérification des moments à l'ELU.....	150
Tableau VI.5. Vérification des moments à l'ELS.....	150
Tableau VI.6. Ferrailage de radier à l'ELU.....	151
Tableau VI.7. Vérification des contraintes.....	151
Tableau VI.8. Les formules de calcul de la transmission des charges.....	153
Tableau VI.9. Les charges dues aux nervures à l'ELU (sens X-X).....	154
Tableau VI.10. Les charges dues aux nervures à l'ELU (sens Y-Y).....	154
Tableau VI.11. Les charges dues aux nervures à l'ELS (sens X-X).....	154
Tableau VI.12. Les charges dues aux nervures à l'ELS (sens Y-Y).....	154
Tableau VI.13. Les moments maximaux.....	155

Tableau VI.14. Choix des armatures (sens X-X).....	155
Tableau VI.15. Choix des armatures (sens Y-Y).....	155
Tableau VI.16. Vérifications des contraintes.....	157
Tableau VI.17. Ferrailage de débord.....	159
Tableau VI.18. Moment selon les deux sens.....	162
Tableau VI.19. Ferrailage du voile selon les deux sens.....	162
Tableau VI.20. Vérification des contraintes.....	163

Notations

Symbole	Notation
$A' ; A_{ser}$	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
A	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite
b	La largeur en générale
c	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_{ij}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
f_{ij}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes
f_{qi}	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_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux
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 fictive
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Petite distance entre nus d'appuis
L_y	Grande distance entre nus d'appuis
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M_o	Moment isostatique
N	Effort normal
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
S_t	Espacement des armatures
T_1, T_2	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_b	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

Résumé

Ce projet de fin d'étude présente l'étude détaillée d'un bâtiment composée de RDC + 7 étages, à usage multiple (commercial + service + habitat), implanté dans la wilaya de Bouira, classée selon le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité (II_a).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte (voile + portiques), leur dimensionnement et le calcul de leur ferrailage sont établis conformément aux règlements : BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93.

L'étude sismique et l'analyse du comportement dynamique de l'ouvrage est réalisée par le logiciel de calcul numérique ETABS 9.7.1.

Le système de fondation adopté est un radier nervuré.

Mots clés : bâtiment, système de contreventement, BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93, ETABS 9.7.1.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا يقدم دراسة مفصلة لبنائية مكونة من طابق ارضي + 7 طوابق ذات استعمال متعدد (تجاري + خدماتي + سكني)، الواقعة بولاية البويرة، مصنفة حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري كمنطقة زلزالية معتدلة (II_a).

استقرار هيكل البناية مضمون بواسطة نظام تقوية مختلط (جدران + هيكل أعمدة شاقولية وافقية)، تحديد ابعاد وتسليح هذه العناصر تم وفق المعايير والقوانين التالية BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93

الدراسة الزلزالية والتحليل الديناميكي للبناية تم بواسطة البرنامج الالي ETABS اصدار 9.7.1 نظام الأساسات المعتمد هو البلاطة الخرسانية المضلعة.

الكلمات المفتاحية : بناية، نظام تقوية، BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93, ETABS9.7.1.

Abstract

This final study project presents the detailed study of a building composed of ground floor + 7 floors, for multiple use (commercial + service + habitat), located in the wilaya of Bouira in a zone of medium seismicity (II_a) classified according to the Algerian earthquake regulations.

The stability is ensured by a mixed bracing system (wall + column-beam), their dimensioning and the calculation of their reinforcement are established in accordance with the regulations: BAEL91/99, RPA99/V2003, and CBA93.

The seismic study and analysis of the dynamic behavior of the structure is carried out using the digital calculation software ETABS 9.7.1.

The foundation system adopted is a ribbed invert.

Key words : building, bracing system, BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93, ETABS 9.7.1.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Un ingénieur en structures est donc responsable de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages, d'assurer la sécurité des usagers, et la protection de l'environnement par l'étude de la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Dans le cadre de ce projet, nous allons procéder au calcul parasismique d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un rez-de-chaussée et sept étages, le choix du système de contreventement est en fonction de certaines considérations, pour cela notre structure est contreventée par un système mixte de voiles et de portiques.

Le travail est partagé en deux parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, qui contient :

- Généralités sur les matériaux et la présentation du projet dans le premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement des éléments composant la structure en second chapitre.
- Le troisième chapitre concerne le calcul et le ferrailage des éléments secondaires.
- L'étude dynamique de la structure dans le quatrième chapitre, là où on a modélisé notre structure avec le logiciel ETABS 9.7.1.
- L'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, et voiles) pour le cinquième chapitre.

La deuxième partie «le sixième chapitre » est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DU PROJET

I. Introduction

Pour qu'une étude génie civil d'une structure soit faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des matériaux utilisés dans sa réalisation est nécessaire, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

I. 1. Aperçu générale du projet

I. 1.1. Aspect géophysique :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (**R+7**) en béton armé à usage multiples (d'habitation+commerce+service), implanté à **Bouira**, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone II_a**). Selon le rapport du sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de **2 bars**.

I. 1.2. Présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.



Figure I.1. Situation géographique du projet.

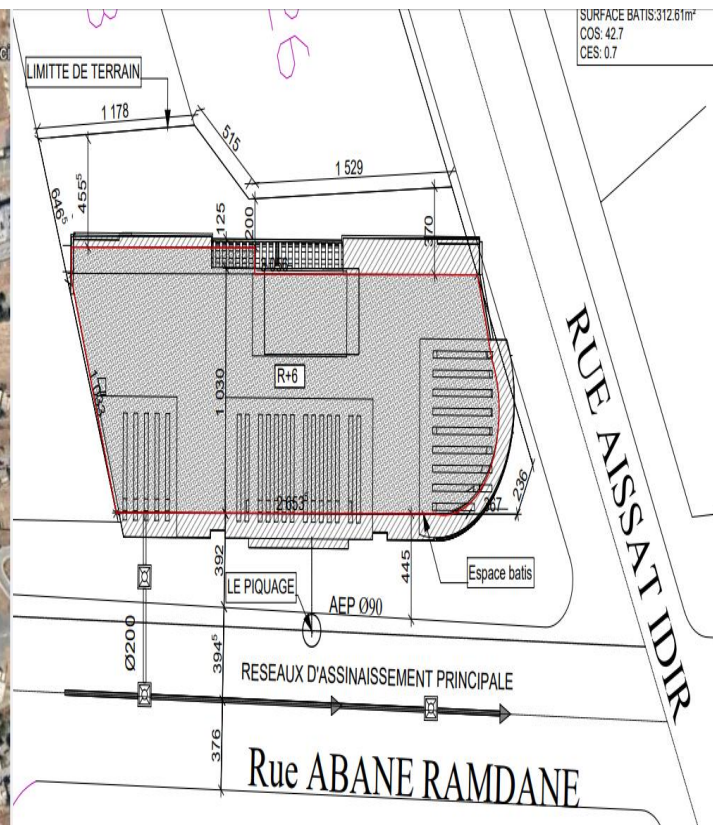


Figure I.2. Plan de masse.



Figure I.3. Façade principale.

I.1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I.1. Dimensions de l'ouvrage.

Dimensions		Valeurs (m)
Hauteur total du bâtiment (H_t)		28,56
Hauteur de RDC (H_{RDC})		4,08
Hauteur de étage courant (H_{ec})		3,06
Longueur total	Façade principale	30,56
	Façade postérieure	28,75
Largeur total		11,46
Surface totale du bâtiment (m^2)		312,61

I.2. Choix du système de contreventement

Notre structure sera contreventée par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, et selon le RPA99/version2003, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

I. 3. Présentation des règles de CBA

I. 3.1. Règles et Normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I. 3.2. Etats limites :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lequel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite.

I. 3.2.1. Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction.
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Soit de la stabilité de forme.

I. 3.2.2. Etat limite de service (ELS) :

Correspond à l'état limite :

- ✓ De compression de béton.
- ✓ D'ouverture des fissures.
- ✓ De déformation.

I. 3.3. Actions et combinaisons d'actions :

I. 3.3.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.

✓ Des actions accidentelles.

✓ **Les actions permanentes (G):**

Sont les charges qui ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Le poids des éléments de la structure.
- ❖ Le poids des poussées des terres et des poussées des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

✓ **les actions variables (Q) :**

Sont les charges qui ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitation.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.
- ❖ Les charges amenées en cours d'exécution.

✓ **Les actions accidentelles :**

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

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.3.3.2. Les combinaisons d'actions :

Tableau I.2. Les combinaisons d'actions.

		Combinaison d'actions	
		ELU	ELS
Situations	durables		$1,35 G + 1,5 Q$
			$G + Q$
	accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$
			$G + Q \pm 1,2 E$

Avec : G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : effort sismique

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction constitué de granulats (gravier et sable), d'un liant (le ciment), de l'eau (eau de gâchage), et amélioré par des adjuvants.

I.4.1.2. Dosage du béton :

Le dosage du béton est fait pour un volume de 1 m³.

Tableau I.3. Dosage du béton.

Composant	Dosage (L)
Sables (0/5)	800
Gravier (5/25)	400
Ciment	350 (kg/m ³)
Eau	175
Masse volumique	2500 (kg/m ³)

I.4.1.3. Les caractéristiques mécaniques du béton :

✓ La résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}), est donnée par la formule :

a. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

b. Pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

c. Au-delà de $j=28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Dans notre cas on adopte $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPa.

✓ La résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est définie par la formule : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa : $f_{tj} = 2,1$ MPa.

✓ **Module déformation longitudinale :****a. Module d'élasticité instantanée :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Longrightarrow \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: **$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$** .

b. Module d'élasticité différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Longrightarrow \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: **$E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$** .

✓ **Contraintes limites :****a. A l'ELU :****Contrainte ultime de compression :**

Elle est définie par la formule suivante : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b=1,15$ en situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, $\theta = 1$ $t \geq 24$ heures.

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min (0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$\bar{\tau} = 3,33\text{Mpa}$ \Longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = 2,5\text{Mpa}$ \Longrightarrow fissuration préjudiciable.

b. A l'ELS :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\implies \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

I.4.2. L'acier :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, est caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000\text{MPa}$.

I.4.2.1. Les caractéristiques mécaniques d'acier :**✓ Résistance caractéristique d'acier :**

On définit la résistance caractéristique d'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

✓ Contrainte limite :**a. A l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} f_e = 215 ; 235 \text{ pour les ronds lisses} & ; \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ dans le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ dans le cas accidentel.} \end{array} \right. \\ f_e = 400 ; 500 \text{ pour haute adhérence} \\ f_e = 400 \text{ pour treillis soudés} \end{cases}$$

b. A l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e$.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les armatures rondes lisses.
 $\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences.

I.5. Hypothèses de calcul**a. A l'ELU :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b. A l'ELS :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

I.6. Conclusion

Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques		Valeurs(MPa)	
BETON	f_{c28}		25	
	f_{t28}		2,1	
	E_{i28}		32164,195	
	E_{v28}		10818,865	
	ELU	f_{bu}	Situation accidentel	14,17
			Situation durable	18,48
		$\bar{\tau}$	Fissurations peu préjudiciables	3,33
Fissurations préjudiciables			2,5	
ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$		15	
ACIER	E_s		200000	
	Limite d'élasticité f_e	Ronds lisses	215 / 235	
		Hautes adhérences	400 / 500	
		Treillis soudés	400	

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II. Introduction

Le pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Selon les règles du RPA versions 2003, le CBA 93, le BAEL91.

II. 1. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

II. 1.1. Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

II.1.1.1. Plancher corps creux :

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :

Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

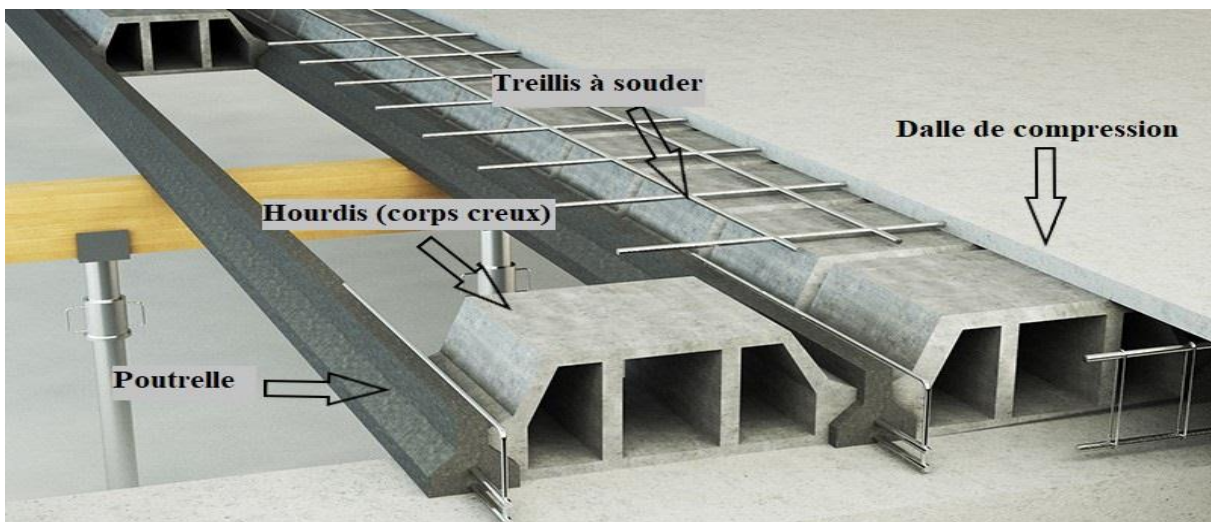


Figure II.1. Plancher corps creux.

➤ Dimensionnement :

D'après le BAEL 91, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(l_{x \max} ; l_{y \max})}{22,5}$$

Avec : h_t : C'est l'épaisseur du plancher.

$l_{x \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (ox).

$l_{y \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (oy).

$$\left. \begin{array}{l} l_{x \max} = 313 \text{ cm.} \\ l_{y \max} = 300 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h_t \geq \frac{\min(313; 300)}{22,5} = \frac{300}{22,5} = 13,33 \text{ cm.} \\ h_t \geq 13,33 \text{ cm.} \end{array}$$

Donc on adopte une épaisseur de plancher de **20 cm = (16+4)** avec 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

❖ Les poutrelles :

➤ Définition :

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

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ Dimensionnement des poutrelles :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$$

Avec : **b_0** : La largeur de la nervure.

h_t : La hauteur totale de la poutrelle.

Pour $h_t = 20 \text{ cm}$ on adopte **$b_0 = 12 \text{ cm}$** .

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec : **b_1** : La demi largeur de la dalle de compression sans prendre en compte la largeur de la nervure « b_0 ».

l_0 : Distance entre nus de deux poutrelles successive.

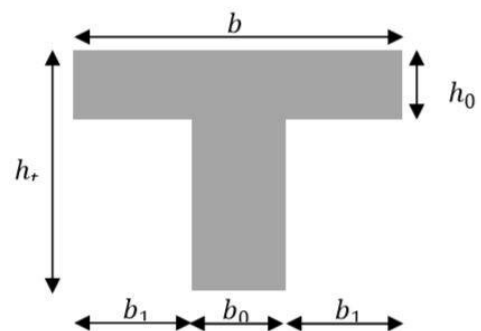
l_{\max} : Distance entre axes d'appuis des poutrelles.

$$\left. \begin{array}{l} l_0 = 53 \text{ cm.} \\ l_{\max} = 300 \text{ cm.} \end{array} \right\} b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{300}{10}\right) \gg b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

Avec : **b** : La largeur total de la table de compression.

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm, donc on adopte } \mathbf{b = 65 \text{ cm.}}$$



II.1.1.2. Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

➤ **Critère de résistance à la flexion :**

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ \Rightarrow pour une dalle en console ou deux appuis parallèles.
- $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$ \Rightarrow pour une dalle reposant sur plus de deux appuis ayant ($\rho \leq 0,4$).
- $\frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$ \Rightarrow pour une dalle reposant sur plus de deux appuis ayant ($\rho > 0,4$).

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Critère de coupe-feu :**

- $e \geq 7$ cm \Rightarrow pour 1 heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm \Rightarrow pour 2 heures de coup de feu.
- $e \geq 14$ cm \Rightarrow pour 4 heures de coup de feu.

➤ **Critère d'isolation acoustique (phonique) :**

- $e \geq 14$ cm.

Notre structure comporte 3 types de dalles pleines :

✓ **Dalle sur un seul appui (balcon) :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm.}$$

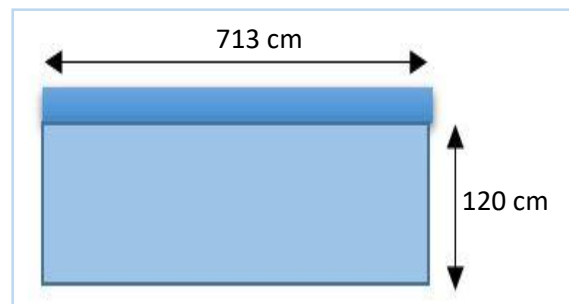


Figure II.2. Dalle pleine sur un seul appui.

✓ **Dalle sur deux appuis (balcon) :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{100}{300} = 0,33 < 0,4 \quad \Rightarrow \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \Rightarrow \quad \frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30}$$

$$\Rightarrow e = 3,09 \text{ cm.}$$

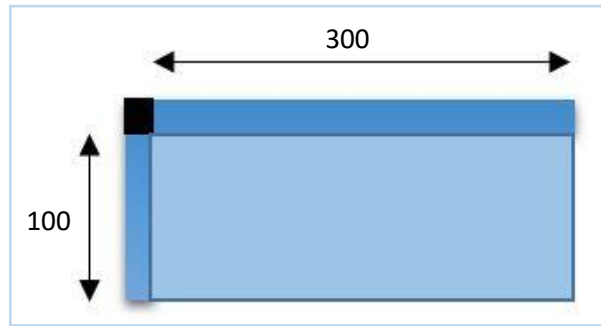


Figure II.3. Dalle pleine sur deux appuis.

✓ **Dalle sur 4 appuis (cage escalier + d'ascenseur) :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{650} = 0,46 > 0,4$$

$$\Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$$

$$\Rightarrow e = 7,08 \text{ cm.}$$

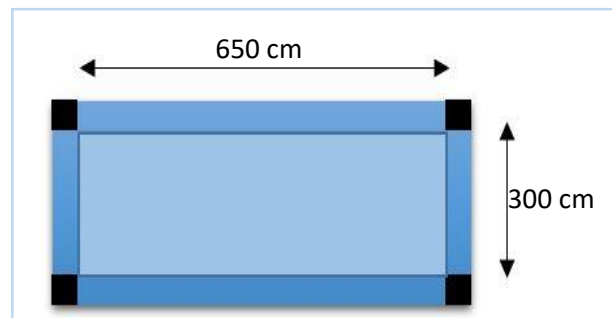


Figure II.4. Dalle pleine sur 4 appuis.

- **Conclusion :** Comme les dimensions de tous les panneaux sont petites, donc le critère de coup feu (pour 2h) et l'isolation phonique seront les déterminants, les dimensions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Les épaisseurs des dalles pleines.

Panneau	Epaisseur (cm)
Balcon	15
Cage d'escalier + Asc	15

II. 1.2. La dalle de salle machine :

L'ascenseur est un transport (des personnes ou des chargements) vertical assurant le déplacement en hauteur (entre les étages d'un bâtiment).

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.

Notre bâtiment contient une cabine d'ascenseur de surface (1,3 × 1,6) m², et d'une épaisseur déterminée d'après la vérification des conditions suivantes :

$$\circ \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2,6 \leq e \leq 3,25 \text{ cm.}$$

- Condition de l'E.N.A (l'entreprise nationale des ascenseurs) préconise que l'épaisseur de la dalle machine $e \leq 25\text{cm}$.

Donc on adopte une épaisseur de **15cm**.

II. 1.3. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

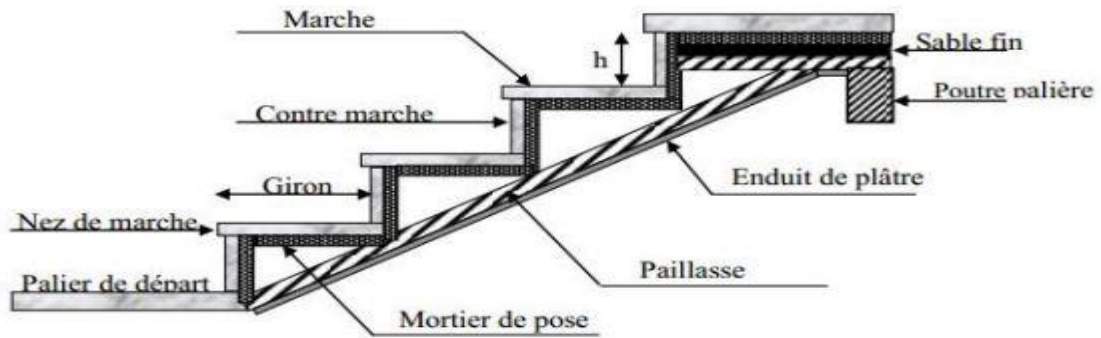


Figure II.5. Schéma des détails d'un escalier.

II.1.3.1. Pré-dimensionnement :

- Pour dimensionner les marches (giron) on doit utiliser la formule de **BLONDEL** :

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

g : la profondeur de la marche (le giron).

h : la hauteur de contre marche donnée par : $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

H : hauteur d'étage.

- Nombre de marche : **n-1**

- L'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20}$

L_v : la longueur développée entre les appuis .

- L'angle d'inclinaison du volée : $\alpha = \text{arc tan} \left(\frac{h_0}{L_0} \right)$

L₀ : longueur projetée de la volée.

h₀ : la hauteur du volée : $h_0 = n \times h$

II.1.3.2. Types d'escalier :

Notre projet contient trois types d'escalier :

- **Type 1** : escalier balancé à triple quarts tournants à droite (RDC).
- **Type 2** : escalier balancé à deux quarts tournants à droite (étage courant).
- **Type 3** : escalier à une volée à double quartier tournant à droite au départ et à l'arrivée (RDC coté service).

○ Hauteur de contre marche : **h=17 cm.**

$$\begin{aligned} \text{Le giron : } 60 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm} &\implies 60 - 2h \leq g \leq 64 - 2h \\ &\implies 26 \leq g \leq 30 \end{aligned}$$

○ On prend : **g = 28 cm.**

➤ **Type 1 (RDC) :** balancé à triples quarts tournants à droite :

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} \implies \mathbf{n = 24 \text{ contre marches.}}$$

$$\text{Nombre de marche : } n - 1 = 24 - 1 = \mathbf{23 \text{ marches.}}$$

✓ **Volée 1 :**

$$n = \mathbf{6 \text{ contre marches.}}$$

$$n-1 = \mathbf{5 \text{ marches.}}$$

$$h_0 = n \times h = 6 \times 17 = \mathbf{102 \text{ cm.}}$$

$$L_0 = \mathbf{112 \text{ cm.}}$$

$$L_p = \mathbf{127 \text{ cm}}$$

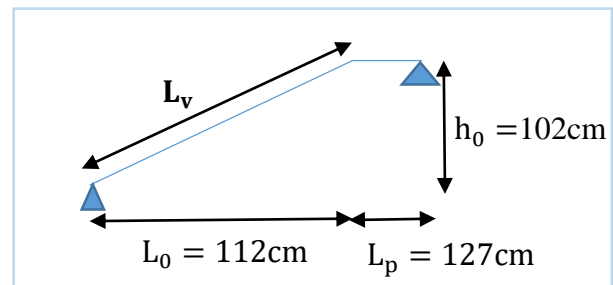


Figure II.6. Schéma statique du volée 1.

$$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 127 + \sqrt{102^2 + 112^2} = 278,48 \implies \mathbf{L_v = 278 \text{ cm.}}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{L_0}\right) = \arctan\left(\frac{102}{112}\right) = 0,910 \implies \mathbf{\alpha = 42,32^\circ.}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \implies \frac{278}{30} \leq e \leq \frac{278}{20} \implies \mathbf{e = 11,58 \text{ cm.}}$$

On adopte : **e = 15 cm.**

✓ **Volée 2 et 4 « sont identiques » :**

$$n = \mathbf{7 \text{ contre marches.}}$$

$$n-1 = \mathbf{6 \text{ marches.}}$$

$$h_0 = n \times h = 7 \times 17 = \mathbf{119 \text{ cm.}}$$

$$L_0 = g \times (n - 1) = 28 \times 6 = \mathbf{168 \text{ cm.}}$$

$$L_p = \mathbf{142 \text{ cm.}}$$

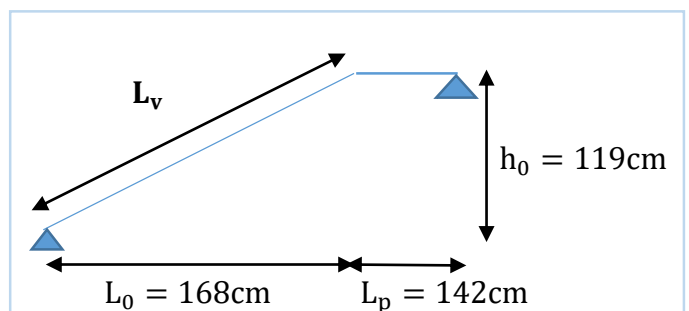


Figure II.7. Schéma statique du volée 2 et 4.

$$L_v = L_p + \sqrt{h_0^2 + L_0^2} = 142 + \sqrt{119^2 + 168^2} = 347,87 \implies \mathbf{L_v = 348 \text{ cm.}}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{L_0}\right) = \arctan\left(\frac{119}{168}\right) = 0,708 \implies \mathbf{\alpha = 35,31^\circ.}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \implies \frac{348}{30} \leq e \leq \frac{348}{20} \implies \mathbf{e = 14,5 \text{ cm.}}$$

On adopte : **e = 15 cm.**

✓ **Volée 3 :**

Le volée 3 ce calcul comme console.

- **Type 2 (1^{er} étage à la terrasse) :** balancé à double quartier tournant à droite :

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow n = 18 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Nombre de marche : } n - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ marches.}$$

- Le dimensionnement des volées de ce type est le même que le précédent (type 1 : volées 2, 3, et 4).

- **Type 3 (RDC coté service):** balancé à deux quarts tournants à droite au départ et à l'arrivée :

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} \Rightarrow n = 24 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Nombre de marche : } n - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marches.}$$

$$h_0 = 408 \text{ cm.}$$

$$L_0 = 650 \text{ cm.}$$

$$L_{v1} = \sqrt{h_{01}^2 + L_{01}^2} = \sqrt{204^2 + 325^2} = 105,8$$

$$\Rightarrow L_{v1} = L_{v2} = 106 \text{ cm}$$

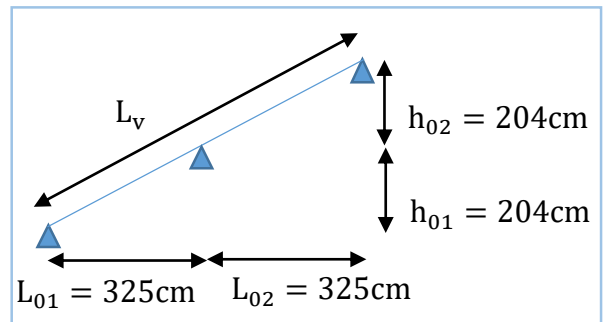


Figure II.8. Schéma statique des escaliers du type 3.

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{h_{01}}{L_{01}}\right) = \arctan\left(\frac{204}{325}\right) = 0,627$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 32,11^\circ.$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse : } \frac{L_{v1}}{30} \leq e \leq \frac{L_{v1}}{20} \Rightarrow \frac{106}{30} \leq e \leq \frac{106}{20} \Rightarrow e = 8,83 \text{ cm.}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm.}$

II. 1.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, fait en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \gamma_b \times S_{ac} \times 1 \text{ ml}$$

G : poids propre de l'acrotère par ml.

γ_b : poids volumique du béton.

S_{ac} : surface de l'acrotère.

$$S_{ac} = (100 \times 10) + (10 \times 10) + \left(\frac{10 \times 5}{2}\right) + (5 \times 10)$$

$$S_{ac} = 1175 \text{ cm}^2 = 0,1175 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0,1175 \times 1$$

$$G = 2,93 \text{ KN/ml.}$$

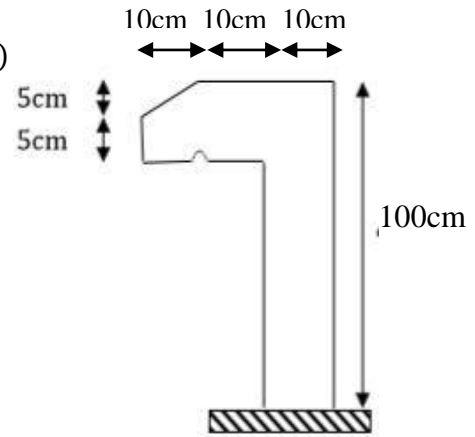


Figure II.9. Schéma de l'acrotère.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II. 2.1. Les poutres :

Sont des éléments porteurs en béton armé, horizontaux, leur rôle c'est la transmission des charges aux poteaux.

Selon le BAEL91, le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : la hauteur de la poutre.

II. 2.1.1. Poutre principale (PP) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{max} = 303 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20,2 \text{ cm} \leq h \leq 30,3 \text{ cm.}$$

Donc : $h = 40 \text{ cm.}$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \quad \Rightarrow \quad 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

Donc : $b = 30 \text{ cm.}$

Selon les vérifications du RPA 99 / version 2003 :

- $b = 30 > 20 \text{ cm.} \dots$ vérifié.
- $h = 40 > 30 \text{ cm.} \dots$ vérifié.
- $\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \text{ cm.} \dots$ vérifié.

Donc on adopte pour les poutres principales une section rectangulaire : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

II. 2.1.2. Poutre secondaire (PS) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{max} = 280 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 18,66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm.}$$

Donc on prend la hauteur minimale du RPA 99/V2003 : **h = 35 cm.**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \implies 9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **b = 30 cm.**

Selon les vérifications du RPA 99 / version 2003 :

- $b = 30 > 20 \text{ cm} \dots$ vérifié.
- $h = 35 = 30 \text{ cm} \dots$ vérifié.
- $\frac{h}{b} = 1 < 4 \text{ cm} \dots$ vérifié.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section rectangulaire : **b×h = 30×35 cm².**

II. 2.2. Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui servent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire aux conditions du **RPA99 VERSION2003** suivantes :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 \times e$$

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

L : la largeur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire).

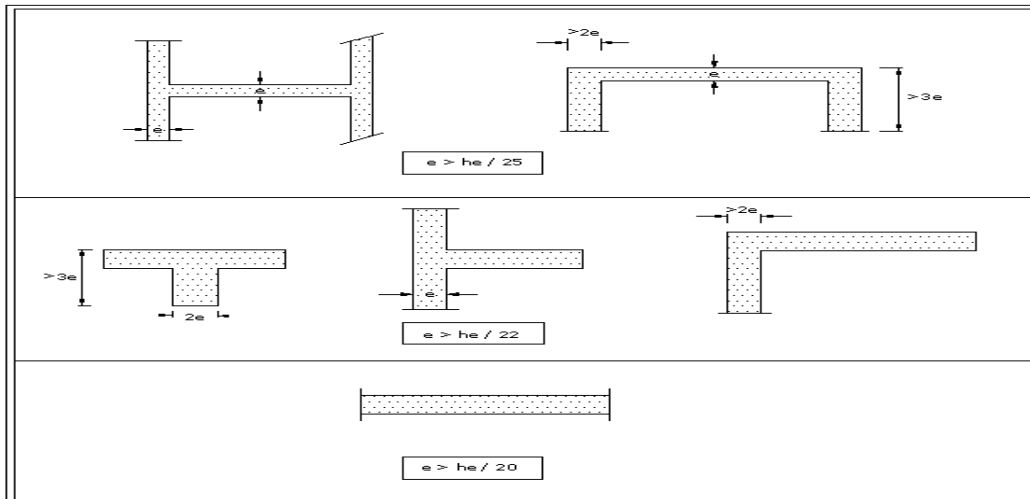


Figure II.10. Coupe des voiles en plan.

Dans notre projet on a deux types de voiles donc : $e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$.

- **Pour RDC :**

$$h_e = 408 - 30 = 378 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(15 ; \frac{378}{22} ; \frac{378}{20} \right) \implies e = \max (15; 17,18; 19) \text{ cm} \implies e = 19 \text{ cm.}$$

• Pour étage courant :

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(15 ; \frac{276}{22} ; \frac{276}{20} \right) \implies e = \max (15; 12,54; 13,8) \text{ cm} \implies e = 15 \text{ cm.}$$

On adopte comme dimensions des voiles :

✓ $e = 20 \text{ cm}$ pour tous les niveaux.

✓ $L \geq 4 \times 20 \implies L = 80 \text{ cm.}$

II. 2.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, faits en béton armé, rectangulaire ou circulaire, ils assurent la transmission des charges aux fondations, leur pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91.

Le dimensionnement des poteaux sont calculées à l'ELU selon les règles du BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003, selon la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{k \beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} f_{ed}}$$

Avec:

B_r : section réduite du Poteau (cm²).

N_u : l'effort ultime revenant au poteau.

$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \dots \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1,2 \text{ et } f_{c28} \text{ devient } f_{cj} \dots \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée} \\ \text{avant 28 jours.} \\ k = 1 \dots \text{pour les autres cas.} \end{array} \right.$

β : coefficient dépendant de l'élançement mécanique $\ll \lambda \gg$ des poteaux qui est définie comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ et a : la plus petite cote.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$D'où : \beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$$

$$B_r \geq \frac{2 \times 1,2 \times N_u \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Et on adopte un poteau carré de : $B_r = (a-2)^2 \implies a = \sqrt{B_r} + 2$ (cm).

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/V 2003.

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

➤ Plancher terrasse accessible (corps creux) :

Tableau II.2. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse accessible.

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Multi couche étanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher à corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
Forme de pente	0,10	22	2,2
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Total charges permanentes	G = 6,76 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1,5 KN/m²		

➤ Plancher étage courant (corps creux):

Tableau II.3. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'étage courant.

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0,10	10	1
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
Plancher à corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
Totale charges permanentes	G = 5,16 KN/m²		
Charge d'exploitation commerciale	Q = 5 KN/m²		
Charge d'exploitation service	Q = 2,5 KN/m²		
Charge d'exploitation habitation	Q = 1,5 KN/m²		

➤ **Dalle pleine (cage d'escalier) :**

Tableau II.4. Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une cage d'ascenseur.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Totale charges permanentes	G = 5,18 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

➤ **Balcon :**

Tableau II.5. Evaluation des charges d'un balcon.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en mortier	0,015	18	0,27
Totale charges permanentes	G = 5,18 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 3,5 KN/m²		

➤ **Escalier :**

✓ **Paillasse « volée » :**

Tableau II.6. Evaluation des charges du volée.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Chappe de ciment	0,02	20	0,4
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Marches	0,17/2	22	1,87
Totale charges permanentes	G = 7,36 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

✓ Palier :

Tableau II.7. Evaluation des charges du palier.

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Totale charges permanentes	G = 5,31 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2,5 KN/m²		

➤ Murs extérieurs doubles cloisons :

Tableau II.8. Evaluation des charges des murs extérieurs.

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,03	18	0,54
Brique creuse extérieure	0,15	9	1,35
Brique creuse intérieure	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Totale charges permanentes	G = 2,99 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

➤ Murs intérieurs :

Tableau II.9. Evaluation des charges des murs intérieurs.

Eléments constitutants	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,03	18	0,54
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,15
Totale charges permanentes	G = 1,59 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

➤ Acrotère :

Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère.

Eléments constitutants	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids « G » (KN/m ²)
Béton armé	0,1175	25	2,93
Totale charges permanentes	G = 2,93 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/m²		

II.4. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

➤ **Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur 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. Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ [\frac{3+n}{2n}] \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

• **Poteau de rive :**

a) **Les charges d'exploitations :**

Tableau II.11. Les charges d'exploitation du poteau de rive

Niveau des plancher	Charges d'exploitation	La valeur des charges (KN/m ²)	ΣCharges d'exploitations	La valeur ΣDes charges d'exploitation (KN)
Terrasse	Q_0	1,5	Q_0	10,230
P7	Q_1	1,5	Q_0+Q_1	25,535
P6	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	34,488
P5	Q_3	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	42,418
P4	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	49,325
P3	Q_5	1,5	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	55,210
P2	Q_6	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	60,071
P1	Q_7	2,5	$Q_0+0,71 (Q_1+\dots+Q_7)$	69,876
RDC	Q_8	5,0	$Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	91,083

b) **Les charges permanentes :**

✓ **Schéma des surfaces afférentes du poteau :**

La surface revenant au poteau au niveau de la terrasse est :

$$S_{aff} = 2. (0,7 \times 1,55) + 2. (1,5 \times 1,55)$$

$$S_{aff} = 6,82m^2 .$$

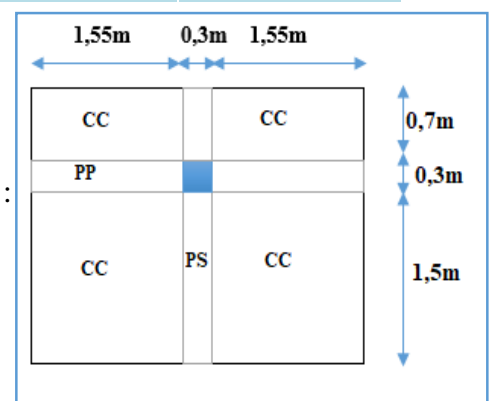


Figure II.11. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau terrasse ».

La surface revenant au poteau au niveau du 7^{ème} étage est :

$$S_{\text{aff}} = (0,7 \times 3,40) + 2 \cdot (1,5 \times 1,55)$$

$$S_{\text{aff}} = 7,03\text{m}^2.$$

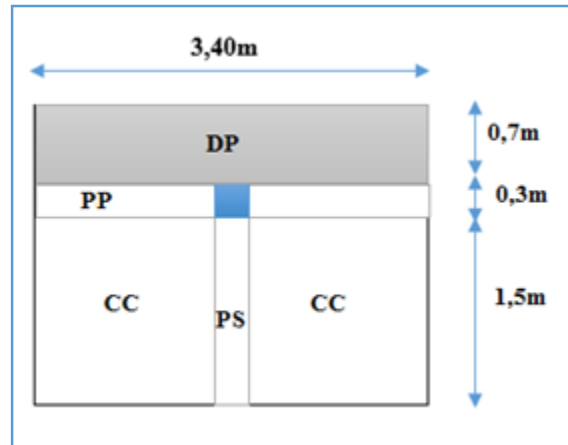


Figure II.12. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau sous terrasse ».

La surface revenant au poteau au niveau du RDC est :

$$S_{\text{aff}} = 2 \cdot (1,5 \times 1,55)$$

$$S_{\text{aff}} = 4,65\text{m}^2.$$

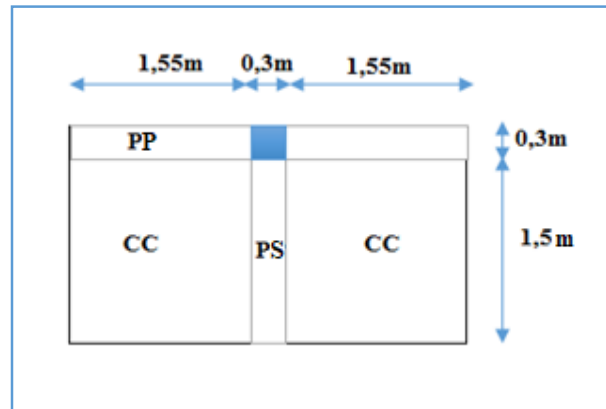


Figure II.13. La surface reprise par le poteau de rive « Niveau RDC ».

✓ **Tableau des charges permanentes :**

Tableau II.12. Les charges permanentes du poteau de rive.

Poteau de rive		
Niveau	Élément	Poids N_G (KN)
Terrasse	Plancher terrasse accessible	$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S = 6,76 \times 6,82 = 46,103$
	Poutre principale	$G_{\text{PP}} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{\text{PS}} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$
Totale	N_{G0}	59,978
7 ^{ème}	N_{G0}	59,978
	Plancher corps creux	$G_{\text{cc}} = G_{\text{plancher}} \times S_{\text{cc}} = 5,16 \times 4,64 = 23,942$
	Balcon	$G_{\text{balcon}} = G_{\text{balcon}} \times S_{\text{balcon}} = 5,18 \times 2,38 = 12,328$
	Poutre principale	$G_{\text{PP}} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{\text{PS}} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 1,5 \times 25 = 3,37$
	Poteau (30×30)	$G_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot h_{\text{ec}} \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,885$

Totale	N_{G1}	115,428
6^{ème}	N _{G1} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (30×30)	115,428 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,885$
Totale	N_{G2}	171,379
5^{ème}	N _{G2} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (35×35)	171,379 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,371$
Totale	N_{G3}	229,816
4^{ème}	N _{G3} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (35×35)	229,816 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,371$
Totale	N_{G4}	288,253
3^{ème}	N _{G4} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	288,253 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G5}	352,81
2^{ème}	N _{G5} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	352,81 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G6}	417,367
1^{er}	N _{G6} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (50×50)	417,367 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 6,82 = 35,191$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 \times 25 = 4,95$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 19,125$
Totale	N_{G7}	485,558
RDC	N _{G7} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (50×50)	485,558 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 4,65 = 24$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 1,5 \times 25 = 3,375$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,50 \times 0,50 \times 4,08 \times 25 = 25,5$
Totale	N_{G8}	547,358

c) Descente de charge :

Tableau II.13. La descente de charge du poteau de rive.

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	N_u^* (KN)	$N_{u,cumulé}$ (KN)	Br (cm)	A=B (cm ²)	Choix de section (cm ²)
Terrasse	59,978	10,230	96,315	110,762	/	/	/	/
7 ^{ème}	115,428	25,535	191,171	219,846	110,762	140,70	13,86	30x30
6 ^{ème}	171,379	34,488	280,683	322,785	330,608	206,58	16,37	30x30
5 ^{ème}	229,816	42,418	371,468	427,188	653,393	273,40	18,53	35x35
4 ^{ème}	288,253	49,325	460,719	529,826	1080,581	339,08	20,41	35x35
3 ^{ème}	352,81	55,210	556,698	640,202	1610,407	409,72	22,24	45x45
2 ^{ème}	417,367	60,071	651,142	748,813	2359,22	479,24	23,89	45x45
1 ^{er}	485,558	69,876	751,225	863,908	3108,033	552,90	25,51	50x50
RDC	547,358	91,083	867,818	997,990	3971,941	638,71	27,27	50x50

• Poteau central :

a) Les charges d'exploitations :

Tableau II.14. Les charges d'exploitations du poteau de central.

Niveau des plancher	Charges d'exploitation	La valeur des charges (KN/m ²)	Σ Charges d'exploitations	La valeur Σ Des charges d'exploitation (KN)
Terrasse	Q ₀	1,5	Q ₀	13,857
P7	Q ₁	1,5	Q ₀ +Q ₁	27,714
P6	Q ₂	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	40,185
P5	Q ₃	1,5	Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	51,271
P4	Q ₄	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	60,971
P3	Q ₅	1,5	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	69,285
P2	Q ₆	1,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	76,213
P1	Q ₇	2,5	Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)	89,741
RDC	Q ₈	5,0	Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	118,651

b) Les charges permanentes :

✓ Schéma des surfaces afférentes du poteau :

La surface revenant au poteau au niveau d'étage courant est :

$$S_{\text{aff}} = 2. (1,5 \times 1,55) + 2. (1,48 \times 1,55)$$

$$S_{\text{aff}} = 9,238\text{m}^2 .$$

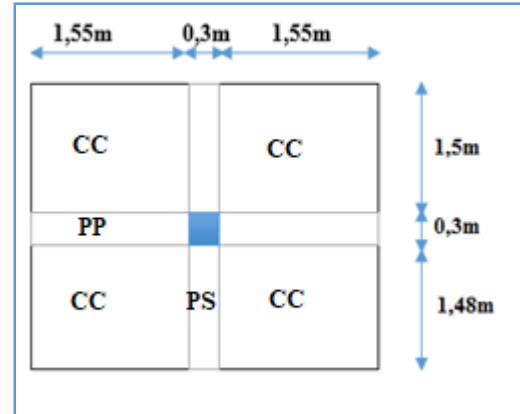


Figure II.14. La surface reprise par le poteau central.

✓ Tableau des charges permanentes :

Tableau II.15. Les charges permanentes du poteau central.

Poteau de central		
Niveau	Élément	Poids N_G (KN)
Terrasse	Plancher terrasse accessible	$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S = 6,76 \times 9,238 = 62,448$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
Totale	N_{G0}	78,078
7 ^{ème}	N_{G0}	78,078
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (35×35)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec}. \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,371$
Totale	N_{G1}	150,747
6 ^{ème}	N_{G1}	150,747
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (35×35)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec}. \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,371$
Totale	N_{G2}	223,416
5 ^{ème}	N_{G2}	223,416
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (40×40)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec}. \rho_b = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24$
Totale	N_{G3}	298,954

4 ^{ème}	N_{G3}	298,954
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (40×40)	$G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24$
Totale	N_{G4}	374,492
3 ^{ème}	N_{G4}	374,492
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (45×45)	$G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G5}	453,281
2 ^{ème}	N_{G5}	453,281
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (45×45)	$G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G6}	532,07
1 ^{er}	N_{G6}	532,07
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (50×50)	$G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 19,125$
Totale	N_{G7}	614,493
RDC	N_{G7}	614,493
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5,16 \times 9,238 = 47,668$
	Poutre principale	$G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,35 \times 3,40 \times 25 = 8,925$
	Poutre secondaire	$G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0,3 \times 0,3 \times 2,98 \times 25 = 6,705$
	Poteau (50×50)	$G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,50 \times 0,50 \times 4,08 \times 25 = 25,5$
Totale	N_{G8}	703,291

c) Descente de charge :

Tableau II.16. La descente de charge du poteau central.

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	Nu (KN)	Nu * (KN)	$Nu_{cumulé}$ (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	Choix de section (cm ²)
Terrasse	78,08	13,857	126,193	138,81	/	/	/	/
7 ^{ème}	150,747	27,714	245,084	269,59	138,81	172,53	15,13	35x35
6 ^{émé}	223,416	40,185	361,897	398,08	408,40	254,77	17,96	35x35
5 ^{émé}	298,954	51,271	480,502	528,55	806,48	338,27	20,39	40x40
4 ^{émé}	374,492	60,971	597,034	625,73	1432,21	417,58	22,43	40x40
3 ^{ème}	453,281	69,285	715,871	787,44	2219,65	503,97	24,44	45x45
2 ^{ème}	532,07	76,213	832,630	915,89	3135,54	586,17	26,21	45x45
1 ^{er}	614,493	89,741	960,322	1056,35	4191,89	676,06	28,00	50x50
RDC	703,291	118,651	1114,96	1226,45	5418,34	784,93	30,01	50x50

➤ **Choix des sections des poteaux :**

Tableau II.17. Les sections retenues des poteaux.

Niveau	Poteau de rive (cm ²)	Poteau central (cm ²)	Surface retenue (cm ²)
RDC	50×50	50×50	50×50
1 ^{er}	50×50	50×50	
2 ^{ème}	45×45	45×45	45×45
3 ^{ème}	45×45	45×45	
4 ^{ème}	35×35	40×40	40×40
5 ^{ème}	35×35	40×40	
6 ^{ème}	30×30	35×35	35×35
7 ^{ème}	30×30	35×35	

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA2003 :**

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour notre Zone **II_a**.

Tableau II.18. Vérification vis-à-vis RPA.

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35×35	Min(b_1, h_1) ≥ 30	Min (b_1, h_1) = 35	Condition vérifiée
	Min (b_1, h_1) ≥ ($h_e/20$)	($h_e/20$)= 15,3	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	(b_1/h_1) = 1	Condition vérifiée
40×40	Min (b_1, h_1) ≥ 30	Min (b_1, h_1) = 40	Condition vérifiée
	Min (b_1, h_1) ≥ ($h_e/20$)	($h_e/20$)= 15,3	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	(b_1/h_1) = 1	Condition vérifiée
45×45	Min (b_1, h_1) ≥ 30	Min (b_1, h_1) = 45	Condition vérifiée
	Min (b_1, h_1) ≥ ($h_e/20$)	($h_e/20$)= 15,3	Condition vérifiée
	$1/4 < (b_1/h_1) < 4$	(b_1/h_1) = 1	Condition vérifiée
50×50	Min (b_1, h_1) ≥ 30	Min (b_1, h_1) = 50	Condition vérifiée
	Min (b_1, h_1) ≥ ($h_e/20$)	($h_e/20$)= 20,4	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	(b_1/h_1) = 1	Condition vérifiée

➤ **Vérification de flambement :**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ (l'élancement).

$L_f = 0,7l_0$ (L_f : Longueur de flambement et l_0 : La hauteur de l'étage)

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (Rayon de giration de la section transversale).

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du poteau.

Tableau II.19. Vérification vis-à-vis flambement.

Niveau	La section B (m ²)	l_0 (m)	L_f (m)	i	λ	$\lambda \leq 35$
RDC, 1 ^{er}	0,250	4,08	2,856	0,144	19,83	Vérifiée
50×50	0,250	3,06	2,142	0,144	14,87	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	0,202	3,06	2,142	0,130	16,47	Vérifiée
45×45						
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	0,160	3,06	2,142	0,115	18,62	Vérifiée
40×40						
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	0,122	3,06	2,142	0,101	21,20	Vérifiée
35×35						

II. 5. Conclusion

Après avoir effectué le pré-dimensionnement de tous les éléments de la structure, et faire toutes les vérifications nécessaires, nous avons établis les sections suivantes :

- **Poutre principale** : 30×40 cm.
- **Poutre secondaire** : 30×35 cm.
- **Voiles** : 20 cm pour tous les niveaux.
- **Poteaux** : 50×50 pour RDC et 1^{er} étage.
 45×45 pour 2^{ème} et 3^{ème} étage.
 40×40 pour 4^{ème} et 5^{ème} étage.
 35×35 pour 6^{ème} et 7^{ème} étage.

CHAPITRE III
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les balcons.
- La dalle d'ascenseur.
- L'acrotère
- Les escaliers.

III. 1. Calcul des planchers

III. 1.1. Plancher à corps creux

Dans notre projet, nous avons utilisé des planchers à corps creux, ils sont constitués d'hourdis d'épaisseur de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

III. 1.1.1. Etude des poutrelles

➤ Principe de calcul :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Elles sont étudiées en deux phases :

- ✓ 1^{er} Phase avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ 2^{ème} Phase après le coulage de la dalle de compression.

➤ Calcul des poutrelles :

1^{er} Phase : avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est pris égal à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

a. Charge permanente :

Poids propre de la poutrelle : $G_{\text{poutrelle}} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = \mathbf{0,12 \text{ KN/m}}$.

Poids propre du corps creux : $G_{\text{cc}} = 0,65 \times 0,95 = \mathbf{0,62 \text{ KN/m}}$.

$G_{\text{totale}} = \mathbf{0,74 \text{ KN/m}}$.

b. Charge d'exploitation :

$Q = 0,65 \times 1 = \mathbf{0,65 \text{ KN/m}}$.

c. Combinaison de charges :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(0,65) = \mathbf{1,97 \text{ KN/m}}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q = 0,74 + 0,65 = \mathbf{1,39 \text{ KN/m}}$.

d. Calcul du moment :

$$L_{\max} = 340\text{cm.}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,97 \times (3,40)^2}{8} = 2,84 \text{ KN.m.}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{1,39 \times (3,40)^2}{8} = 2 \text{ KN.m.}$$

e. Ferrailage avant le coulage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $M_u = 2,84 \text{ KN.m}$; $b = 10 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 3,6 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{2,84 \times 10^6}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 1,54.$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391.$$

$$\mu_{bu} = 1,54 > \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' \neq 0 \text{ La section est doublement armée.}$$

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

2^{ème} Phase : après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en «T» reposant sur plusieurs appuis.

a. Charge et surcharge et combinaison de charge :

$$\text{A l'ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b.$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b.$$

Tableau III.1. Evaluation des charges dans chaque plancher.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q_u (KN/m)	A l'ELS q_s (KN/m)
Terrasse accessible	6,76	1,5	7,39	5,36
Étage courant	5,16	1,5	5,99	4,32
1 ^{er} étage	5,16	2,5	6,96	4,97
RDC	5,16	5	9,40	6,60

On calcule le ferrailage pour le cas du plancher le plus défavorable et on le généralise pour les planchers des autres niveaux, d'après le calcul c'est le niveau du RDC qui est le cas le plus défavorable avec :

$$q_u = 9,40 \text{ KN/m.} \quad q_s = 6,60 \text{ KN/m.}$$

b. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire :

Le BAEL 91 propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $[Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)]$.
- Le rapport entre deux travées successives : $[0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25]$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées : $[I=\text{constant}]$.
- Fissuration peu nuisible [F.P.N].

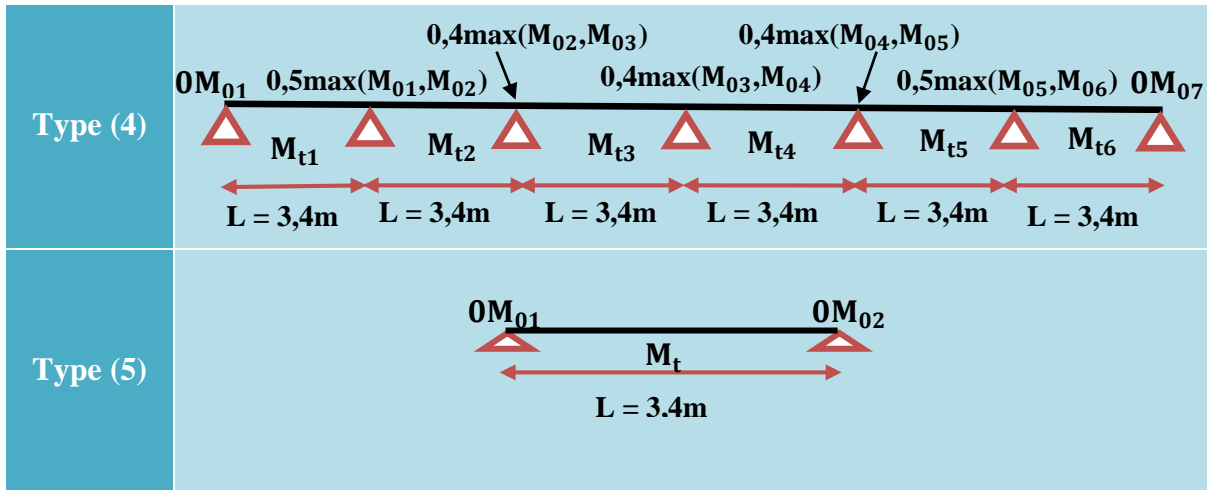
Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on passe à la méthode Caquot.

1) a. Les types de poutrelles :

Tableau III.2. Type des poutrelles du bâtiment.

Type	Schéma
Type (1)	
Type (2)	
Type (3)	



1) b. Vérification des conditions :

1^{er} Condition :

Pour plancher étage courant : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$; $G = 5,16 \text{ KN/m}^2$

$$5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (10,32 ; 5) = 10,32 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Vérifiée.}$$

2^{ème} Condition :

Pour le type 1 : $0,8 \leq \frac{3,20}{3,26} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 0,981 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$

Pour le type 2 : $0,8 \leq \frac{3,20}{3,26} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 0,981 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$

$$0,8 \leq \frac{3,26}{3,30} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 0,987 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$$

Pour le type 3 : $0,8 \leq \frac{3,43}{3,25} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 1,055 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{3,40} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 0,955 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 1 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$$

Pour le type 4 : $0,8 \leq \frac{3,40}{3,40} \leq 1,25 \implies 0,8 \leq 1 \leq 1,25 \implies \text{Vérifiée.}$

Pour le type 5 : travée à 2 appuis se calcul par la méthode RDM.

3^{ème} Condition : le moment d'inertie est constant pour toutes les travées \implies Vérifiée.

4^{ème} Condition : F.P.N \implies Vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc la méthode est applicable.

1) c. Exposé de la méthode forfaitaire :

✓ Évaluation des moments :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes sans pondération.

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$: Le moment isostatique de la travée, avec « l » longueur entre nus d'appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $-0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $-0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $-0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

✓ Evaluation des efforts tranchants :

$V_w = -2 \frac{M_w+M_t}{a}$: La valeur de l'effort tranchant sur l'appui de gauche, avec :

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}}$$

$V_e = 2 \frac{M_e+M_t}{b}$: La valeur de l'effort tranchant sur l'appuis de droite, avec : $b = L - a$.

1) d. Application de la méthode :

❖ Calcul des coefficients :

Tableau III.3. Valeurs des coefficients.

Coefficient	Valeur
$\alpha = Q/Q + G$	0,492
$(1 + 0,3\alpha)/2$	0,573
$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	0,673

❖ Résultats d'application :

✓ A l'ELU :

Tableau III.4. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 1/2 ».

Type	Type 1			Type 2			
Travée	1—2	2—3		1—2	2—3	3—4	
M_0 (KN.m)	12,032	12,487		12,032	12,487	12,795	
M_t (KN.m)	8,097	8,403		8,097	7,155	8,611	
M_{tmax} (KN.m)	10,061	10,584		10,666	7,990	11,464	
a (cm)	1,378	1,846		1,416	1,625	1,832	
V_w (KN)	-14,602	-19,583		-15,064	-17,517	-19,498	
b (cm)	1,822	1,414		1,783	1,635	1,468	
V_e (KN)	19,267	14,970		18,966	7,598	15,618	
Appuis	1	2	3	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-7,492	0	0	-6,243	-6,397	0

Tableau III.5. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 3 ».

Type	Type 3				
Travée	1—2	2—3	3—4	4—5	
M_0 (KN.m)	13,823	12,410	13,583	13,583	
M_t (KN.m)	9,302	7,110	7,783	9,141	
M_{tmax} (KN.m)	12,407	8,069	9,475	12,191	
a (cm)	1,526	1,667	1,662	1,887	
V_w (KN)	-16,260	-17,972	-17,939	-20,118	
b (cm)	1,904	1,583	1,738	1,513	
V_e (KN)	20,292	17,058	18,718	16,115	
Appuis	1	2	3	4	5
M_a (KN.m)	0	-6,911	-5,433	-6,791	0

Tableau III.6. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELU « type 4 ».

Type	Type 4						
Travée	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	6—7	
M_0 (KN.m)	13,58	13,58	13,58	13,58	13,58	13,58	
M_t (KN.m)	9,139	7,781	7,781	7,781	7,781	9,139	
M_{tmax} (KN.m)	12,19	9,48	10,15	10,15	9,48	2,19	
a (cm)	1,51	1,73	1,7	1,7	1,73	1,88	
V_w (KN)	-16,14	-18,8	-18,32	-18,32	-18,8	-20,19	
b (cm)	1,89	1,67	1,7	1,7	1,67	1,52	
V_e (KN)	20,08	17,85	18,32	18,32	17,85	16,03	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
M_a (KN.m)	0	-6,79	5,43	5,43	5,43	-6,79	0

✓ A P'ELS :

Tableau III.7. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS
« type 1/2 »

Type	Type 1			Type 2			
Travée	1—2	2—3		1—2	2—3	3—4	
M_0 (KN.m)	8,448	8,767		8,448	8,767	8,984	
M_t (KN.m)	5,685	5,900		5,685	5,023	6,046	
M_{tmax} (KN.m)	7,064	7,431		7,489	5,608	8,049	
a (cm)	1,378	1,846		1,416	1,625	1,832	
V_w (KN)	-10,252	-13,749		-10,577	-12,296	-13,691	
b (cm)	1,822	1,414		1,783	1,635	1,468	
V_e (KN)	13,527	10,510		13,316	12,354	10,965	
Appuis	1	2	3	1	2	3	4
M_a (KN.m)	0	-5,260	0	0	-4,383	-4,492	0

Tableau III.8. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS
«type 3 ».

Type	Type 3				
Travée	1—2	2—3	3—4	4—5	
M_0 (KN.m)	9,706	8,714	9,537	9,537	
M_t (KN.m)	6,532	4,993	5,464	6,418	
M_{tmax} (KN.m)	8,711	5,666	6,653	8,56	
a (cm)	1,526	1,667	1,662	1,887	
V_w (KN)	-11,416	-12,620	-12,595	-14,126	
b (cm)	1,904	1,583	1,738	1,513	
V_e (KN)	14,247	11,977	13,142	11,315	
Appuis	1	2	3	4	5
M_a (KN.m)	0	-4,853	-3,814	-4,768	0

Tableau III.9. Calcul des moments en travées, en appuis et l'effort tranchant à l'ELS
«type 4».

Type	Type 4						
Travée	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6	6—7	
M_0 (KN.m)	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	9,53	
M_t (KN.m)	6,41	5,46	5,46	5,46	5,46	6,41	
M_{tmax} (KN.m)	8,55	6,65	5,5	5,5	6,65	8,55	
a (cm)	1,51	1,73	1,7	1,7	1,73	1,88	
V_w (KN)	-11,32	-13,19	-10,95	-10,95	-13,19	-14,15	
b (cm)	1,89	1,67	1,7	1,7	1,67	1,52	
V_e (KN)	14,05	12,52	10,95	10,95	12,52	11,25	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
M_a (KN.m)	0	-4,76	3,81	3,81	3,81	-4,76	0

❖ Type 5 « poutrelle à 2 appuis » :

La poutrelle se calcul avec la méthode RDM.

✓ Moment en travée :

$$M_{t_{u/s}} = \frac{q_{u/s} \times l^2}{8}$$

✓ Moment en appuis :

$$M_{a_1} = M_{a_2} = 0 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$V = R_a = R_b = \frac{q_{u/s} \times l}{2}$$

Tableau III.10. Calcul du moment en travées, et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS « type5».

Type	Type 5	
	ELU	ELS
M_t (KN.m)	13,583	9,537
M_a (KN.m)	0	0
V (KN)	15,98	11,22

Diagramme du moment et effort tranchant des poutrelles du type 5 :

❖ L'ELU :

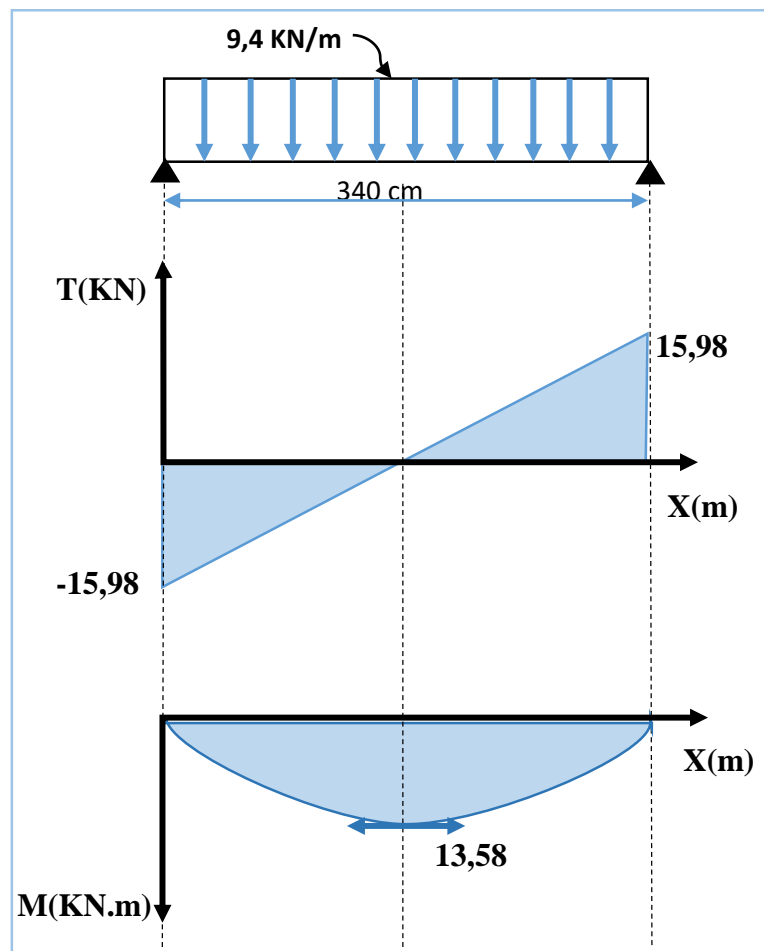


Figure III.1. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

❖ L'ELS :

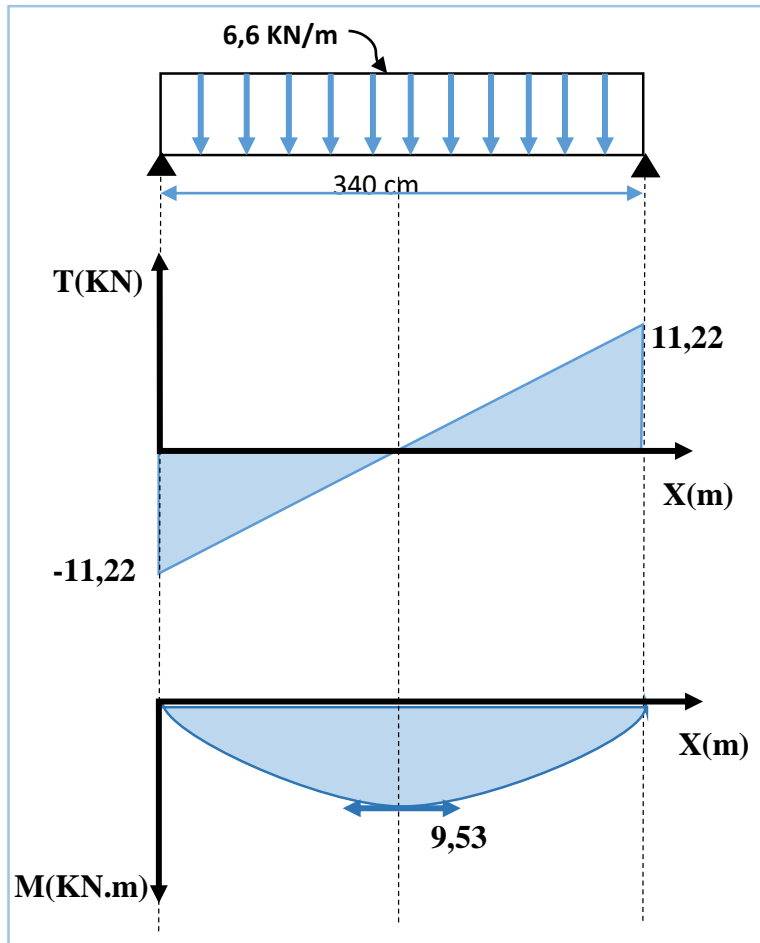


Figure III.2. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

c. Ferraillage après le coulage :

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

Le tableau suivant présente les efforts maximaux en appuis et en travée :

Tableau III.11. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELU.

Effort maximal	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
valeur	13,583	7,492	15,98

Tableau III.12. Efforts maximaux en appuis et en travée à l'ELS.

Effort maximal	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
valeur	9,537	5,260	14,24

✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

❖ **En travée :**

Le calcul s'effectue comme une poutre de section en T.

Les données :

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = \mathbf{58,947 \text{ KN.m.}}$$

$M_{tu} = 58,947 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 13,583 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table est partiellement comprimée, la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » et moment réduit limite « μ_l » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,583 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,17} = \mathbf{0,045}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \implies \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74+3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = \mathbf{0,391}$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,391 \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{Z_b f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$Z_b = 0,18(1 - 0,4 \times 0,052) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{13,583 \times 10^6}{176 \times 348} = 200,1 \text{ mm}^2 = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = \mathbf{1,835 \text{ cm}^2} \text{ On prend : } \mathbf{3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}.$$

❖ **En appuis :**

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$).

Les données :

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » et moment réduit limite « μ_l » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,492 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,17} = \mathbf{0,025}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1,15}{200000} \times 1000 = 1,74 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{1,74+3,5} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = \mathbf{0,391}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,025} < \mu_1 = \mathbf{0,391} \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_{amax}}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,031$$

$$Z_b = 0,18(1 - 0,4 \times 0,031) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{7,492 \times 10^6}{177 \times 384} = 110,2 \text{ mm}^2 = \mathbf{1,102 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s = \mathbf{1,102 \text{ cm}^2} \text{ On prend : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}.$$

Tableau III.13. Résultat de calcul des sections d'armatures en appuis et en travée.

	M_{amax} (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)
Appuis	7,492	0,025	0	17,7	1,102	2HA10	1,57
Travée	13,583	0,045	0	17,6	2,01	3HA10	2,36

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_1 \right\} \implies \phi_t \leq \min \left\{ \frac{120}{10}; \frac{200}{35}; 10 \right\} \implies \phi_t \leq \min \{12; 5,714; 10\}$$

$$\phi_t \leq 5,714 \text{ mm.}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}} \text{ avec : } \mathbf{2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2}.$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm} \text{ On prend : } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}.$$

d. Vérifications à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = \mathbf{141,2 \text{ mm}^2}$$

❖ **En travée :**

On remarque que : $A_{min} = \mathbf{1,412 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$ condition vérifiée.

❖ **En appuis :**

On remarque que : $A_{min} = \mathbf{1,412 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$ condition vérifiée.

✓ **Cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,98 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,739 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,793 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{15,98 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,047 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 1,047 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des barres :**❖ **Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_S dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_S : La longueur de scellement droit.

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \text{.....On prend : } L_S = 40 \text{ cm.}$$

❖ **Ancrage de courbe :**

Pour les armatures comportant des croches, on prend :

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0}$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{57 \times 400}{0,4 \times 120} = 475 \text{ mm} = 47,5 \text{ cm.}$$

On remarque que : $S_t = 15 \text{ cm} < 47,5 \text{ cm}$condition virifiée.

Tableau III.14. Résultat des vérifications à l'ELU.

Condition	A_{\min} (cm ²)	τ_u (MPa)	τ_{se} (MPa)	L_s (cm)	L_a (cm)	S_t (cm)
Valeur	1,412	0,739	1,047	40	16	15

e. Vérifications à l'ELS :

✓ **Moment max :**

En appui : $M_{ser}^a = 5,26 \text{ KN. m.}$

En travée : $M_{ser}^t = 9,537 \text{ KN. m.}$

✓ **Effort tranchant :**

$V_{\max} = 11,22 \text{ KN.}$

✓ **Vérification à la compression :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.15. Résultat des vérifications à la compression à l'ELS.

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	3,916	8323,038	4,487	Condition vérifiée
Appuis	3,267	5867,302	2,928	Condition vérifiée

✓ **L'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

✓ **La flèche :**

Conditions de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{330} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,060 < 0,062 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{330} \geq \frac{1}{10} \frac{9,537}{9,706} \quad \Rightarrow \quad 0,060 < 0,098 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,36}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \quad \Rightarrow \quad 0,0109 > 0,0105 \dots\dots \text{CNV}$$

Avec : $L = 330 \text{ cm}$: La portée entre nus d'appui.

$M_t = 9,537 \text{ KN.m}$: Moment maximum en travée.

$M_0 = 9,706 \text{ KN.m}$: Moment isostatique.

$A_s = 2,36 \text{ cm}$: Section d'armature tendue correspondante.

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$.

$$\Delta f_t = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}).$$

Tel que : $f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}}$; $f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}}$; $f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}}$; $f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}}$

- Moment d'inertie fictive I_0 :

Centre de gravité Y_G :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} \right] + \left[b_0 \times \left((h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) + h_0 \right) \right] + \eta A \times d}{b \times h_0 + (b_0 \times (h - h_0)) + \eta \times A}$$

Moment fictive :

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + \eta A \times (d - y_G)^2$$

- Evaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = b(G - G^*) ; q_{gser} = b \times G ; q_{pser} = b(G + Q)$$

Avec : G^* : la charge du mur de séparation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times L^2}{8} ; M_{gser} = \frac{q_{gser} \times L^2}{8} ; M_{pser} = \frac{q_{pser} \times L^2}{8}$$

Les contraintes σ_c :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

Calcul de μ :

- Les coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 b f_{t28}}{2b + 3b_0} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i ; \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si : $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$.

L'inertie fictive I_f :

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation de la flèche :

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} ; f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} ; f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} ; f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}}$$

La flèche totale Δf_t :

$$\Delta f_t = (0,34 - 0,10) + (0,47 - 0,18) = \mathbf{0,53 \text{ cm}}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{0,53 \text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{0,66 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.16. Résultat des vérifications de la flèche à l'ELS.

$Y_G(\text{cm})$	$I_0(\text{cm}^4)$	$M (\text{KN.m})$			λ		ρ	μ		
5,62	21154,38	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	λ_i	λ_v	0,011	μ_j	μ_g	μ_p
		3,158	5,565	8,989	3,74	1,5		0,346	0,489	0,697
$I_f(\text{cm}^4)$				$F (\text{cm})$				$\Delta f_t(\text{cm})$		
I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	0,53		
10143,597	8225,864	6451,687	13423,604	0,10	0,18	0,47	0,34			

III. 1.1.2. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \mathbf{0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Avec : l : Distance entre l'axe des poutrelles.

f_e : Limite élastique des aciers utilisées « Quadrillage de treilles soudé (TLE 520) ».

$$A_{\perp} = \mathbf{0,5 \text{ cm}^2}$$
 On prend : $5T5 = \mathbf{0,98 \text{ cm}^2}$, avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = \mathbf{0,49 \text{ cm}^2}$$

$$A_{//} = \mathbf{0,49 \text{ cm}^2}$$
 On prend : $5T5 = \mathbf{0,98 \text{ cm}^2}$, avec un espacement de : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens (20×20).

- **Ferrailage du plancher :**

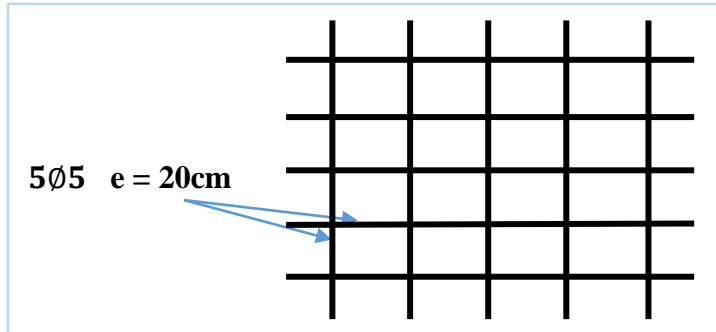


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression.

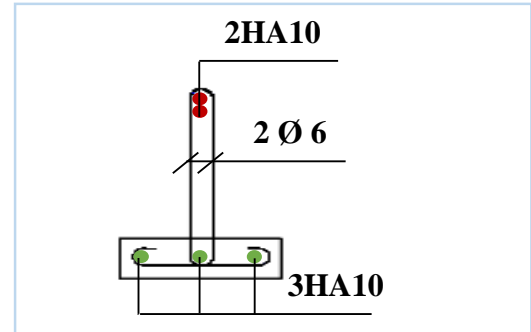


Figure III.4. Ferrailage des poutrelles

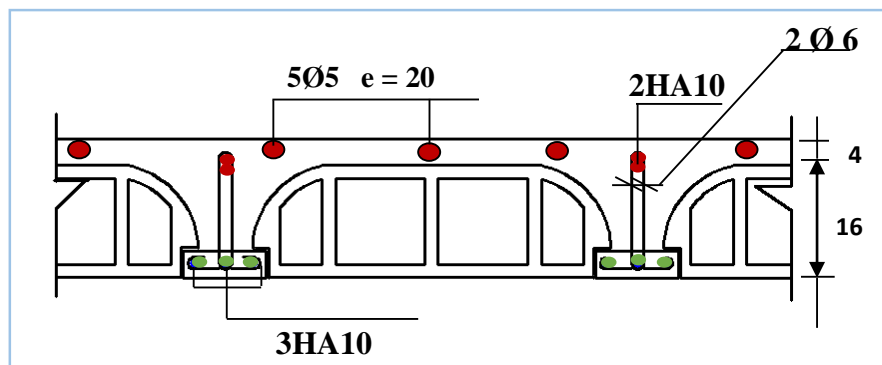


Figure III.5. Ferrailage du plancher

III. 1.2. Plancher dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\rho \leq 0,4$: La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho \geq 0,4$: La dalle travaille suivant les deux sens.

Notre cas est un panneau de dalle sur 4 appuis, à contour rectangulaire.

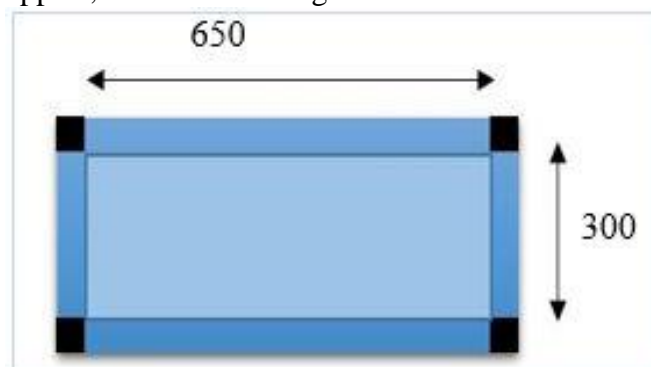


Figure III.6. Panneau de dalle pleine sur 4 appuis.

III. 1.2.1. Calcul des sollicitations :

Les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Sollicitations de calcul.

Charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Valeur	5,18	2,5	10,743	7,68

III. 1.2.2. Evaluations des moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{3,10} = 0,96 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (X, Y).}$$

Moments isostatiques :

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Avec : μ_x et μ_y : des coefficients déterminés selon la valeur de ρ (ANNEXE 1)

Moment d'encastrement :

Sens (X-X) la petite portée :

$$\text{Au centre de la dalle : } M_{tx} = 0,85 M_{ox}$$

$$\text{Sur l'extrémité de la dalle : } M_{ax} = -0,3 M_{ox}$$

Sens (Y-Y) la grande portée :

$$\text{Au centre de la dalle : } M_{ty} = 0,85 M_{oy}$$

$$\text{Sur l'extrémité de la dalle : } M_{ay} = -0,3 M_{oy}$$

III. 1.2.3. Evaluations des efforts tranchants :

Pour des charges uniformément réparties, et pour $\rho > 0,4$ on a :

$$V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \rho/2} \quad ; \quad V_y = \frac{P_u \times l_x}{3}$$

Les résultats de calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Evaluation des moments et des efforts tranchants.

	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}	Sens X-X			Sens Y-Y		
						M_{tx}	M_{ax}	V_x	M_{ty}	M_{ay}	V_y
ELU	0,96	0,0401	0,9092	3,877	3,524	3,295	-1,163	10,888	2,995	-1,057	10,74
ELS	0,96	0,0474	0,9385	3,276	3,074	2,784	-0,982	7,783	2,612	-0,922	7,68

III. 1.2.4. Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml dans les deux sens (X ; Y).

Les données :

$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$

❖ Sens X-X :**✓ En travée :****Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bu}} = \frac{3,295 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,012$$

$$\mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0,391 \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot f_{ed}} ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z_b = 135(1 - 0,4 \times 0,015) = 133,78 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{3,295 \times 10^6}{133,78 \times 348} = 70 \text{ mm}^2 = 0,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 0,70 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

✓ En appuis :**Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,163 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,004$$

$$\mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,391 \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_{ax}}{Z_b \cdot f_{ed}} ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005$$

$$Z_b = 135(1 - 0,4 \times 0,005) = 134,73 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{1,163 \times 10^6}{134,73 \times 348} = 24,80 \text{ mm}^2 = \mathbf{0,24 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s^a = \mathbf{0,24 \text{ cm}^2} \text{ On prend : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}.$$

❖ Sens Y-Y :

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,995 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,011}$$

$$\mu_l = \mathbf{0,391}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,011} < \mu_l = \mathbf{0,391} \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_{ty}}{Z_b f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,013$$

$$Z_b = 135(1 - 0,4 \times 0,013) = 133,947 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{2,995 \times 10^6}{133,974 \times 348} = 64,23 \text{ mm}^2 = \mathbf{0,64 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s^t = \mathbf{0,64 \text{ cm}^2} \text{ On prend : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}.$$

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,057 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,004}$$

$$\mu_l = \mathbf{0,391}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,004} < \mu_l = \mathbf{0,391} \implies A'_s = 0 \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_{ay}}{Z_b f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005$$

$$Z_b = 135(1 - 0,4 \times 0,005) = 134,59 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{1,057 \times 10^6}{134,59 \times 348} = \mathbf{22,56 \text{ mm}^2} = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2}.$$

$$A_s^a = \mathbf{0,22 \text{ cm}^2} \text{ On prend : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}.$$

Les résultats du ferrailage de la dalle pleine sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle pleine.

		μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s\text{ adoptée}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	0,012	0,015	133,78	0,70	4HA10	3,14
	Appuis	0,004	0,005	134,56	0,24	4HA10	3,14
Y-Y	Travée	0,011	0,013	133,947	0,64	4HA10	3,14
	Appuis	0,004	0,005	134,59	0,22	4HA10	3,14

III. 1.2.5. Vérifications :

❖ ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 b h \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,8\text{‰} \implies \text{pour } F_e 400$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,96}{2} = \mathbf{1,22 \text{ cm}^2}$$

La section des armatures adoptée est la même pour les deux sens « X-X » et « Y-Y » en travée et en appuis, donc la CNF est vérifiée une seule fois.

$$A_s = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2} > A_{\min} = \mathbf{1,22 \text{ cm}^2} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{10,88 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0,080 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,080 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des espacements :

- Sens principale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm.}}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} \leq \mathbf{33 \text{ cm}} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens secondaire :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = \mathbf{45 \text{ cm.}}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} \leq \mathbf{45 \text{ cm}} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{Avec : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = \mathbf{10 \text{ mm}} < \frac{150}{10} = \mathbf{15 \text{ mm}} \quad \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Résultats des vérifications à l'ELU.

	C.N.F (A _{min})	Cisaillement (τ _u)	Espacement (S _t)		Diamètre des barres (Ø _{max})
Valeur calculée	3,93	0,080	15	15	10
Valeur admissible	1,22	2,5	33	45	15
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée		Condition vérifiée

❖ ELS :

✓ Vérification à la compression :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I}$$

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés ci-dessous :

Tableau III.21. Résultats des vérifications à la compression du béton.

		M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
X-X	Travée	2,784	6087,13	3,12	1,30	15	Condition vérifiée
	Appuis	0,982	6087,13	3,12	0,46	15	Condition vérifiée
Y-Y	Travée	2,612	6087,13	3,12	1,22	15	Condition vérifiée
	Appuis	0,922	6087,13	3,12	0,43	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t^x}{M_0^x} \implies \frac{15}{300} \geq \frac{1}{20} \frac{2,784}{3,276} \implies 0,05 \text{ cm} > 0,04 \text{ cm} \dots\dots CV$$

$$\frac{A_x^t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \implies 2,3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Ferraillage dalle pleine :**

Le ferraillage est le même dans les deux sens (X ; Y).

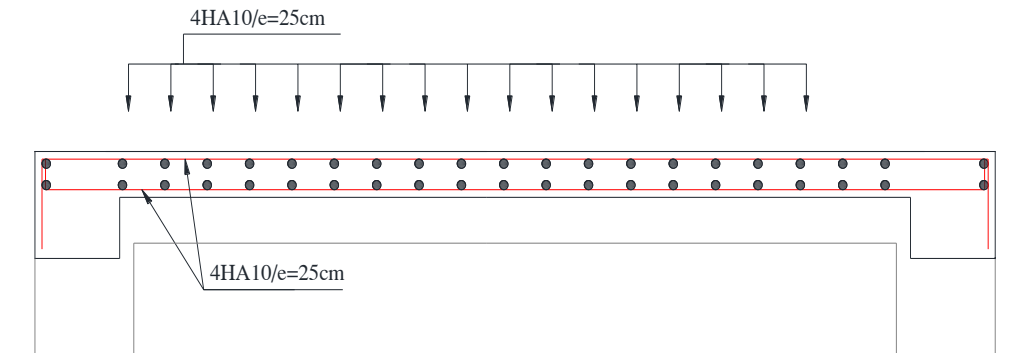


Figure III.7. Ferraillage de la dalle pleine

III. 2. Calcul des balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre, l'étude des balcons sera en flexion simple d'une épaisseur de 15 cm.

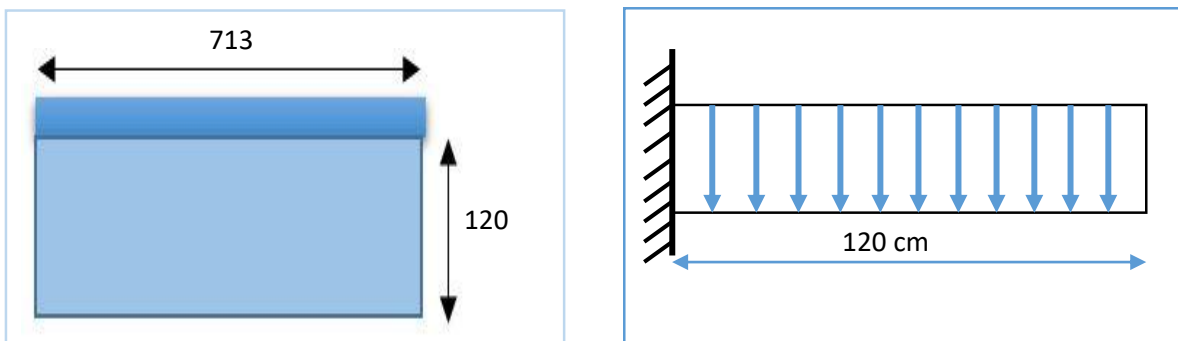


Figure III.8. Schéma présentatif du balcon « console ».

$$\left. \begin{matrix} L_x = 1,2 \text{ m} \\ L_y = 7,13 \text{ m} \end{matrix} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{7,13} = 0,168$$

Avec: L_x : la petite portée de la dalle.

$\rho = 0,168 < 0,4 \implies$ La dalle travail comme console.

III. 2.1. Calcul des sollicitations :

Charge permanente : $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge du garde-corps : $P = 1 \text{ KN/m}$

❖ **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,18) + 1,5(3,5)$$

$$q_u = 12,243 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

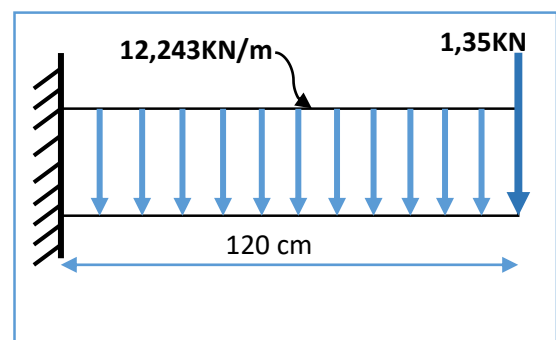


Figure III.9. Schéma statique du balcon à l'ELU.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,243 \times (1,2)^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,434 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l + P_u$$

$$V_u = 12,243 \times 1,2 + 1,35 = 16,041 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5,18 + 3,5 = 8,68 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,68 \times (1,2)^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,449 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s l + P_s = 8,68 \times 1,2 + 1 = 11,416 \text{ KN}$$

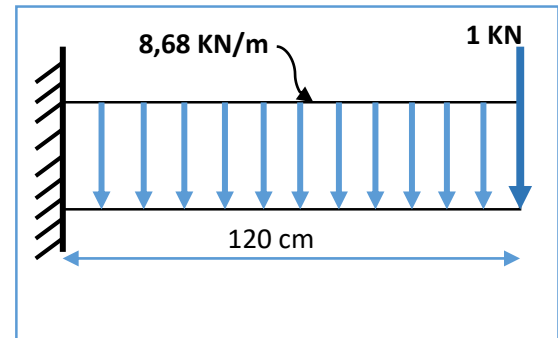


Figure III.10. Schéma statique du balcon à l'ELS.

III. 2.2. Ferrailage :

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,434 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \implies Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,040) = 13,176 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{10,434 \times 10^6}{131,72 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,27 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 5\text{HA}8 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.22. Ferrailage du balcon.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	Choix	A_r adoptée (cm ²)
10,434	0,040	131,72	2,27	5HA12	5,65	1,41	5HA8	3,93

III. 2.3. Vérifications :

➤ A l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa .}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{16,04 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 188,4} = 0,700 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,7 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{16,04 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,118 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,118 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.}$

✓ Disposition des armatures :

• Longitudinales :

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• Répartitions :

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.23. Résultats des vérifications à l'ELU.

	C.N.F (A _{min})	Cisaillement (τ _u)	Espacement (S _t)		Adhérence (τ _{se})
Valeur calculée	5,65	0,118	20	20	0,700
Valeur admissible	1,63	2,5	33	45	3,15
Observation	CV	CV	CV		CV

➤ **A l'ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24. Résultats des vérifications à la compression du béton.

M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
7,449	9782	4,01	3,053	15	Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{15}{120} \geq \frac{1}{20} \frac{7,449}{7,449} \implies 0,125 > 0,05 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \implies \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \implies 4,1 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

• **Ferraillage du balcon :**

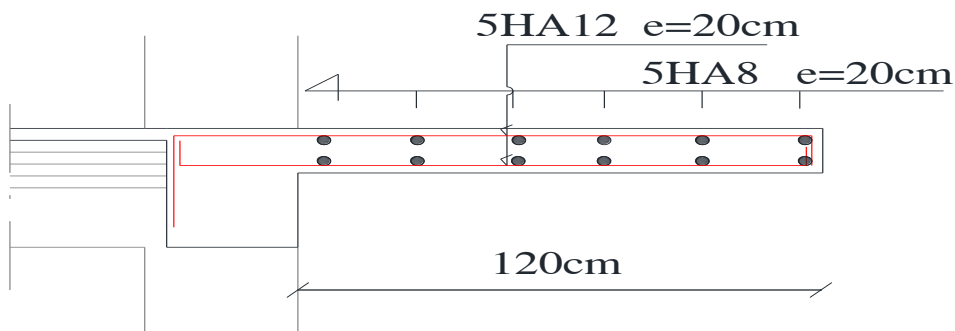
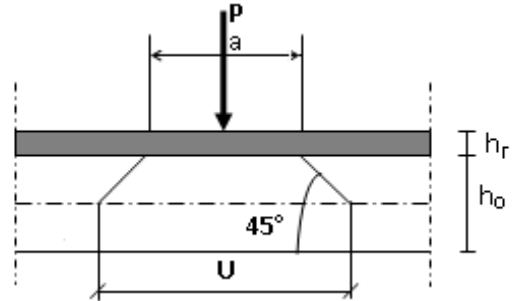


Figure III.11. Ferraillage du balcon

III. 3. Etude de la salle machine

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

- h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).
- e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).
- p : la charge concentrée.
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = b = 1 \text{ m}$ (une bande de $(1 \times 1) \text{ m}^2$).
- ν : coefficient de poisson.



U, V : représente les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{160} = \mathbf{0,81} \quad / \quad 0,4 < \rho < 1 \implies \text{Donc, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = \mathbf{125 \text{ cm}} \\ V = a + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = \mathbf{125 \text{ cm}} \end{array} \right. \implies U = V = \mathbf{125 \text{ cm}}$$

III. 3.1. Calcul des sollicitations :

❖ À L'ELU : ($\nu = 0$)

- Système de levage : $q_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = \mathbf{121,5 \text{ KN}}$.
- Dalle en béton armé : $G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = \mathbf{4,85 \text{ KN/m}}$.
- $Q = \mathbf{1 \text{ KN}}$.
- $q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = \mathbf{8,05 \text{ KN/ml}}$.

❖ À L'ELS : ($\nu = 0,2$)

- Système levage : $q_u = G = \mathbf{90 \text{ KN}}$.
- Dalle en béton armé : $q_s = G + Q = 4,85 + 1 = \mathbf{5,85 \text{ KN}}$.

III. 3.2. Principe de calcul :

Moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2}):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right.$$

Avec : M_1, M_2 : moment unitaire données en fonction de $\left(\alpha, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}\right)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{160} = \mathbf{0,81} \\ \frac{u}{l_x} = \frac{125}{130} = \mathbf{0,96} \\ \frac{v}{l_y} = \frac{125}{160} = \mathbf{0,78} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{D'où : } \mathbf{M_1 = 0,063KN.m ; M_2 = 0,042MN.m}$$

D'après (Abaque de PIGEAUD, ANNEXE 2).

Moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2}) :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{x2} = \mu_y \times M_{x1} \end{array} \right.$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{array} \right.$$

❖ **À L'ELU : ($v = 0$)**

Calcul des moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{x1} = q_u \times M_1 = 121,5 \times 0,063 = 7,654KN.m} \\ \mathbf{M_{y1} = q_u \times M_2 = 121,5 \times 0,042 = 5,103KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\alpha = \mathbf{0,81} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0550 \times 8,05 \times 1,3^2 = 0,748KN.m} \\ \mathbf{M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,6135 \times 0,748 = 0,458KN.m} \end{array} \right.$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\mathbf{M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,654 + 0,748 = 8,402kN.m}$$

$$\mathbf{M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,103 + 0,458 = 5,561KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travée :

Sens X-X :

$$\mathbf{M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 8,402 = -2,52KN.m}$$

$$\mathbf{M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 8,402 = 7,141KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 5,561 = -1,668 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5,561 = 4,726 \text{KN.m}$$

❖ À L'ELS : ($v = 0,2$)

Moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + v M_2) = 90 \times (0,063 + 0,2 \times 0,042) = 6,426 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + v M_1) = 90 \times (0,042 + 0,2 \times 0,063) = 4,914 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$\alpha = 0,81 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0617 \times 5,85 \times 1,3^2 = 0,609 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7246 \times 0,609 = 0,441 \text{KN.m}$$

Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2}) :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,426 + 0,609 = 7,035 \text{kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,914 + 0,441 = 5,355 \text{KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travée :

Sens X-X :

$$M_x^a = -0,3M_x = 0,3 \times 7,035 = 2,11 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 7,035 = 5,979 \text{KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_x^a = -0,3M_x = 0,3 \times 5,355 = 1,606 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5,355 = 4,551 \text{KN.m}$$

III. 3.3. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$$

❖ Sens X-X :

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,52 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,012$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,012) = 13,43 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{2,52 \times 10^6}{134,3 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,141 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,034) = 13,31\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{7,141 \times 10^6}{133,1 \times 348} = 1,54\text{cm}^2$$

$$A_s^t = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

❖ Sens Y-Y :

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,668 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,006$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,008$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,008) = 13,45 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{1,668 \times 10^6}{134,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,726 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,022) = 13,38 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{7,141 \times 10^6}{133,8 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage de la dalle d'ascenseur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25. Résultats du ferrailage de la dalle machine.

		μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)
X-X	Travée	0,027	0,034	133,1	1,54	4HA10	3,14
	Appuis	0,009	0,012	134,3	0,53	4HA8	2,01
Y-Y	Travée	0,018	0,022	133,8	1,01	4HA10	3,14
	Appuis	0,006	0,008	134,5	0,35	4HA8	2,01

III. 3.4. Vérifications :

❖ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité**

Sens X-X :

$$A_{min} = \rho_0 bh \frac{3-\alpha}{2} \text{ avec : } \rho_0 = 0,8\text{‰} \implies \text{pour } F_e 400$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0,81}{2} = 1,31\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{min} = 1,31\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{min} = 1,31\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens Y-Y :

$$A_{min} = \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{min} = 1,2\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{min} = 1,2\text{cm}^2 \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification des diamètres maximaux des barres :**

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{Avec : } \phi_{max} = 10\text{mm}$$

$$\phi_{max} = 10 < \frac{150}{10} = 15\text{mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } u_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 5000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 562,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 562,5 \text{ KN} \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{q_u}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32,4 \times 10^3}{100 \times 135} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultats des vérifications à l'ELU.

			Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	X-X	Appuis	2,01	1,31	Condition vérifiée
		Travée	3,14	1,31	
	Y-Y	Appuis	2,01	1,2	
		Travée	3,14	1,2	
Diamètre des barres (Ø _{max})			10	15	Condition vérifiée
Poinçonnement (q _u)			121,5	562,5	Condition vérifiée
Cisaillement (τ _u)			2,4	2,5	Condition vérifiée

❖ **ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	L _X	2,11	2,01	2,56	4167,7	1,29	15	Condition vérifiée
	L _Y	1,606	2,01	2,56	4167,7	0,98	15	Condition vérifiée
Travée	L _X	5,979	3,14	3,12	6087,13	3,06	15	Condition vérifiée
	L _Y	4,551	3,14	3,12	6087,13	2,33	15	Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{130} \geq \frac{1}{20} \frac{5,797}{7,035} \quad \Rightarrow \quad 0,11 > 0,089 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \quad \Rightarrow \quad 2,32 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \text{CV}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

- Ferrailage dalle salle machine :

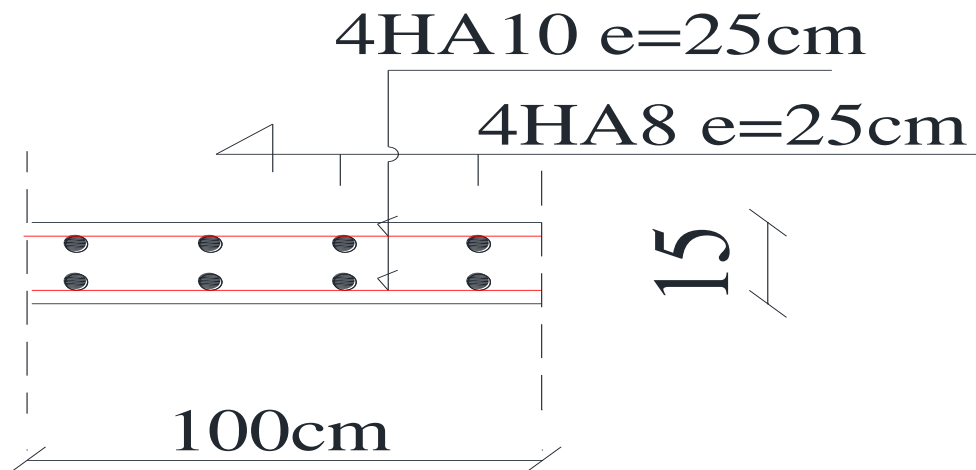


Figure III.12. Ferrailage de la dalle de salle machine.

III. 4. Etude de l'acrotère

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal **NG** dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q=1,0 \text{ KN.}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à ELS.

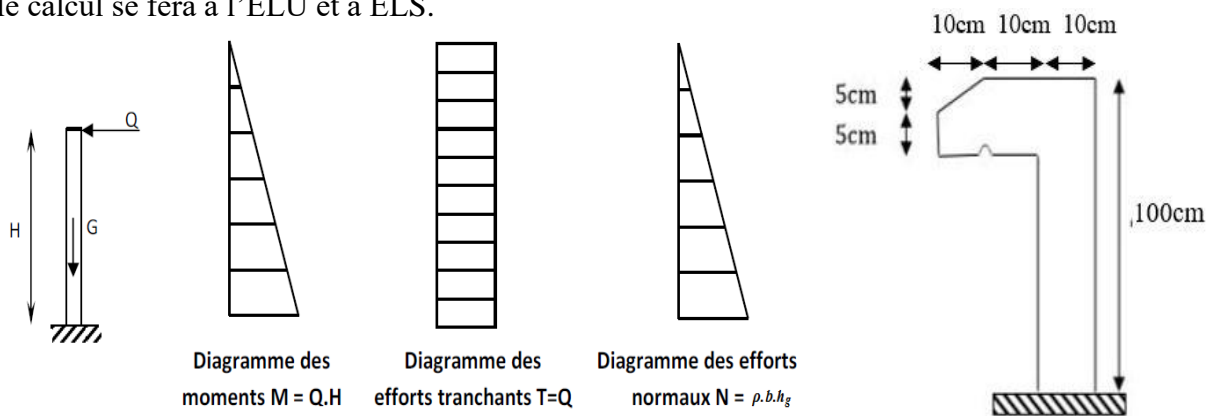


Figure III.13. Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

La surface : **S = 0,1175 m².**

Poids propre de l'acrotère : **G = ρ_{BA} × S**

$$G = 25 \times 0,1175 = 2,93 \text{ KN/ml.}$$

Revêtement en ciment : e = 0,02m

G_{revet} = ρ_{revet} × e × périmètre

$$G_{revet} = 0,02 \times 18 \times (100 + 20 + 11,18 + 5 + 20 + 90) \times 10^{-2} = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = 2,93 + 0,88 = 3,81 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/ml.**

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{KN}$.

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{KN.m}$.

III. 4.1. La force sismique F_p :

D'après le (RPA99V2003.Article6.2.3), les forces horizontales de calcul F agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4A C_p W_p$

Avec :

- $A = 0,15$: Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié (RPA99V2003 tableau 4.1).
- $C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (RPA99V2003 tableau 6.1).
- $W_p = 3,81$: Poids propre de l'acrotère.

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,81 = 1,828 \text{KN}$

III. 4.2. Combinaison de sollicitation :

❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 3,81 = 5,143 \text{ KN} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m} \\ V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 3,81 \text{ KN} \\ M_s = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m} \\ V_s = Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

III. 4.3. Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

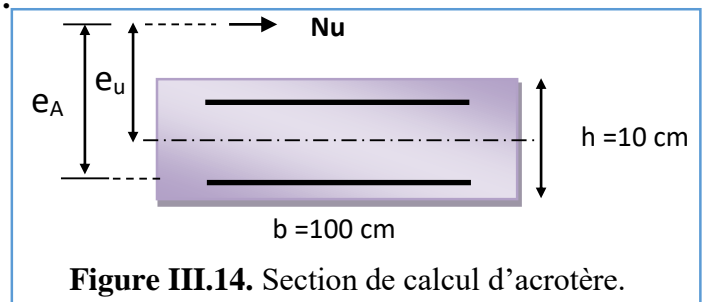
III. 4.3.1. Calcul des armatures à L'ELU :

- h : Epaisseur de la section : **10 cm**.
- b : largeur de la section : **100 cm**.
- c et c' : Enrobage : **2 cm**.
- $d = h - c$: Hauteur utile : **8 cm**.

✓ Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,5 \times 10^2}{5,143} = 29,16 \text{cm} \approx 30 \text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{cm}$$



$e_u > \frac{h}{2} - c \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

✓ **Calcul en flexion simple :**

Moment fictif « M_f » :

$$M_f = N_u \times e_A \implies \begin{cases} N_u = 5,143 \text{ KN} \\ e_A = e_u + \frac{h}{2} - c = 30 + 3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_f = 5,143 \times 0,33 = 1,697 \text{ KN.m}$$

Moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,697 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0018$$

$\mu_{bu} = 0,0018 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée donc : $A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

Armatures fictives « A_f » :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0018}) = 0,022$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,022) = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1,697 \times 10^6}{0,99 \times 80 \times 348} = 61 \text{ mm}^2 = 0,61 \text{ cm}^2$$

Calcul la section réelle des armatures en flexion composée « A_s » :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,61 - \frac{4,143 \times 10^3}{348} = 46 \text{ mm}^2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

III. 4.4. Vérifications :

❖ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,46 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on adopte : $A_s = A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \implies$ Répartie sur 100 cm de hauteur, avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage de l'acrotère sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.28. Résultat du ferrailage de l'acrotère.

	M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	β	A_f (cm ²)	A_s calculée (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)
Valeur	1,697	0,0018	0,22	0,99	0,61	0,46	4HA8	2,01

✓ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,15f_{c28} ; 4\text{MPa}) = \min(3,25\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{ MPa} \implies$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de cisaillement.

✓ Vérification l'adhérence des barres au cisaillement :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,21 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$...condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

Les vérifications à l'ELS sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Résultat des vérifications à l'ELU.

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	2,01	0,96	Condition vérifiée
Adhérence des barres (τ_{se})	0,21	3,15	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,19	3,75	Condition vérifiée

❖ L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

✓ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \implies M_{ser} = 1 \text{ KN.m}$$

$$Et : y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \quad \text{Avec: } \eta = 1,6$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min[266,66 ; \max(200 , 201,6)] = 201,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.30. Résultat de vérification des contraintes à L'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Béton	1	2,01	1,91	1350,46	1,41	15	Condition vérifiée
Acier	1	2,01	1,91	1350,46	67,64	201,6	Condition vérifiée

✓ Vérification de l'écartement des barres :

Armatures verticales :

$$A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

✓ L'encrage des barres :

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que : } \psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_S = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm} \dots\dots\text{On prend : } L_S = 29\text{cm.}$$

- Ferrailage de l'acrotère :

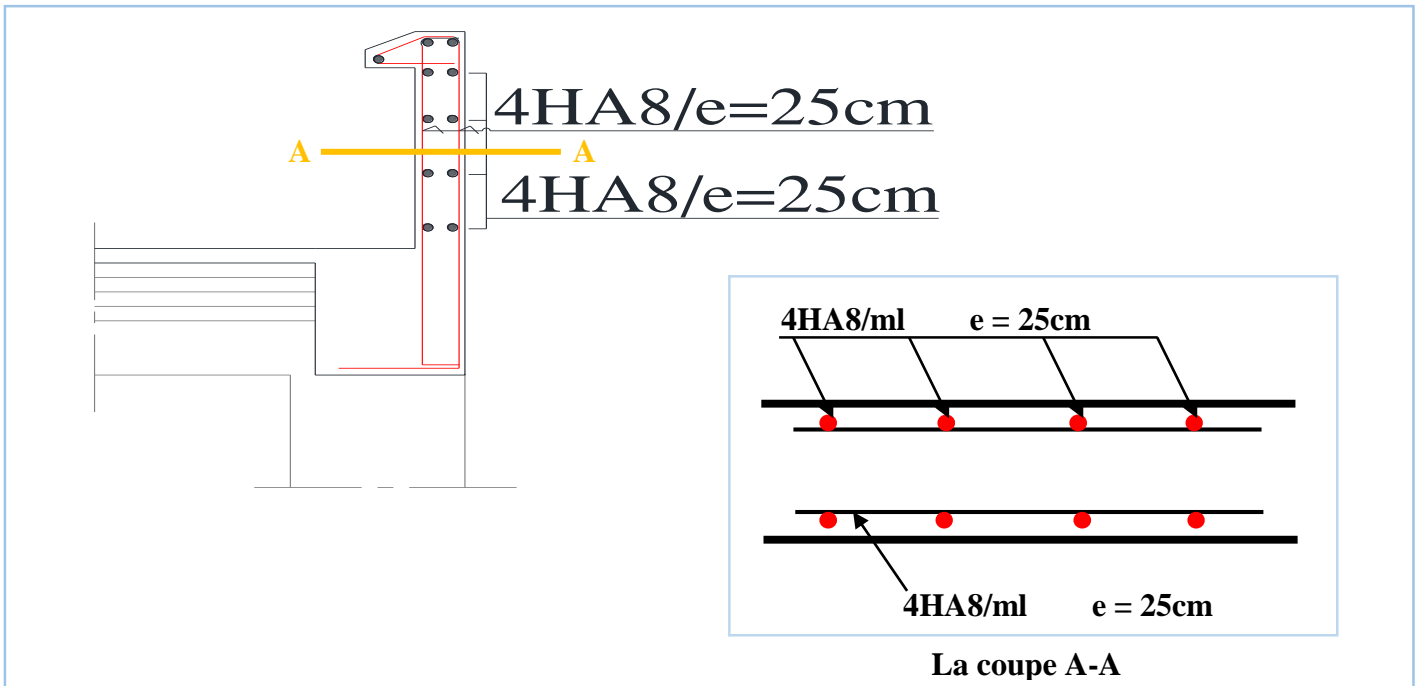


Figure III.15. Ferrailage de l'acrotère.

III. 5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers de notre structure sont calculées en flexion simple, le calcul sera fait une seul fois pour les deux premiers types « 1 et 2 » (avec un volée de plus pour le type « 1 »).

- Type 1/2 :

Tableau III.31. Charges et Sollicitations de l'escalier.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q_u (KN/m)	A l'ELS q_s (KN/m)
Volée	7,36	2,5	13,68	9,86
Palier	5,31	2,5	10,92	7,81

III.5.1. Volée 1 :

III.5.1.1. calcul des sollicitations :

- ❖ ELU :

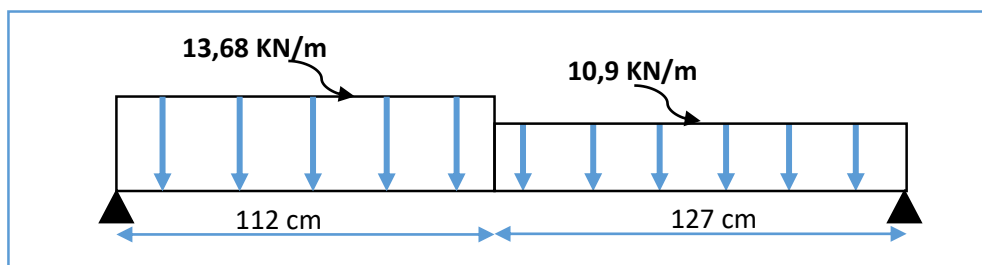


Figure III.16. Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU.

Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$\implies R_A + R_B - 13,68 \times 1,12 - 10,9 \times 1,27 = 0$$

$$\implies \mathbf{R_A + R_B = 29,167 \text{ KN.}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$\implies R_B \times 2,39 - 13,68 \times \frac{1,12^2}{2} - 10,9 \times 1,27 \times \left(\frac{1,27}{2} + 1,12 \right) = 0$$

$$\implies \mathbf{R_B = 13,754 \text{ KN.}}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \implies -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$\implies -R_A \times 2,39 + 10,9 \times \frac{1,27^2}{2} + 13,68 \times 1,12 \times \left(\frac{1,12}{2} + 1,27 \right) = 0$$

$$\implies \mathbf{R_A = 15,409 \text{ KN.}}$$

Calcul des efforts tranchants et moments :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,12 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \implies T + R_A - q_v x = 0 \implies T + 15,409 - 13,68x = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \implies \mathbf{T = -15,409 \text{ KN.}} \\ x = 1,12 \text{ m} \implies \mathbf{T = -0,087 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_f - 15,409 + 13,68 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \implies \mathbf{M_f = 0 \text{ KN.m.}} \\ x = 1,12 \text{ m} \implies \mathbf{M_f = 8,678 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

- **2^{ème} tronçon : $1,12 \leq x \leq 2,39 \text{ m}$**

$$\sum F = 0 \implies T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$\implies T + 15,409 - 13,68 \times 1,12 - 10,9(x - 1,12) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1,12 \text{ m} \implies \mathbf{T = -0,088 \text{ KN.}} \\ x = 2,39 \text{ m} \implies \mathbf{T = 13,755 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2} \right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$\implies M_f - 15,409x + 13,68 \times 1,12 \left(x - \frac{1,12}{2} \right) + 10,9 \frac{(x - 1,12)^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1,12 \text{ m} \implies \mathbf{M_f = 8,679 \text{ KN.m.}} \\ x = 2,39 \text{ m} \implies \mathbf{M_f = 0 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

Moment max :

$$T(x) = -15,409 + 13,68 \times 1,12 - 10,9(x - 1,12) = 0 \implies \mathbf{x = 1,128 \text{ m}}$$

$$\implies \mathbf{M_{max} = M(x = 1,128) = 8,679 \text{ KN.m.}}$$

❖ ELS :

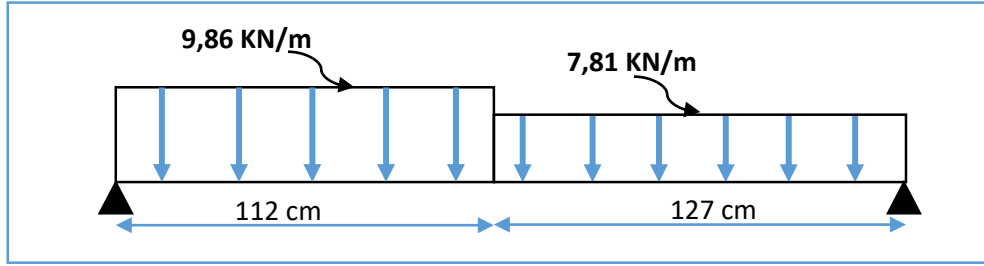


Figure III.17. Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \implies R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0 \\ & \implies R_A + R_B - 9,86 \times 1,12 - 7,81 \times 1,27 = 0 \\ & \implies R_A + R_B = 20,961 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{/A} = 0 & \implies R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0 \\ & \implies R_B \times 2,39 - 9,86 \times \frac{1,12^2}{2} - 7,81 \times 1,27 \times \left(\frac{1,27}{2} + 1,12 \right) = 0 \\ & \implies R_B = 9,870 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{/B} = 0 & \implies -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0 \\ & \implies -R_A \times 2,39 + 7,81 \times \frac{1,27^2}{2} + 9,86 \times 1,12 \times \left(\frac{1,12}{2} + 1,27 \right) = 0 \\ & \implies R_A = 11,09 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,12 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \implies T + R_A - q_v x = 0 \implies T + 11,09 - 9,86x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \implies T = -11,09 \text{ KN.} \\ x = 1,12 \text{ m} & \implies T = -0,047 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_f - 11,09x + 9,86 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \implies M_f = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,12 \text{ m} & \implies M_f = 6,238 \text{ KN.} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $1,12 \leq x \leq 2,39 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \implies T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0 \\ & \implies T + 11,09 - 9,86 \times 1,12 - 7,81(x - 1,12) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} x = 1,12 \text{ m} & \implies T = -0,0468 \text{ KN.} \\ x = 2,39 \text{ m} & \implies T = 9,871 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}\Sigma \mathbf{M} = \mathbf{0} &\implies M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x-l_v)^2}{2} = 0 \\ &\implies M_f - 11,09x + 9,86 \times 1,12 \left(x - \frac{1,12}{2}\right) + 7,81 \frac{(x-1,12)^2}{2} = 0\end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1,12 \text{ m} \implies \mathbf{M}_f = \mathbf{6,238 \text{ KN.m.}} \\ x = 2,39 \text{ m} \implies \mathbf{M}_f = \mathbf{0 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

Moment max :

$$T(x) = -11,09 + 9,86 \times 1,12 - 7,81(x - 1,12) = 0 \implies \mathbf{x = 1,125 \text{ m}}$$

$$\implies \mathbf{M_{max} = M(x = 1,125) = 6,238 \text{ KN.m.}}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 ».

	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	15,409	8,679	-4,339	6,509
ELS	11,09	6,238	-3,119	4,678

III.5.1.2. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

✓ **En appuis :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,339 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,016}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,016} < \mu_l = \mathbf{0,392} \implies \mathbf{A'_s = 0} \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = \mathbf{0,020}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,020) = \mathbf{13,392 \text{ cm}}$$

$$A_s^a = \frac{4,339 \times 10^6}{133,92 \times 348} = \mathbf{0,93 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_s^a = 0,93 \text{ cm}^2} \text{ On adopte : } \mathbf{5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2} \text{ avec : } \mathbf{S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **En travée :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{6,509 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,031$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,031) = 13,332 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{6,509 \times 10^6}{133,32 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.33. Résultats du ferrailage du volée 1.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0,025	0,031	133,32	1,27	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01
Appuis	0,016	0,020	133,92	0,93	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01

III.5.1.3. Vérifications :

❖ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{15,409 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Résultats des vérifications à l'ELU.

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	Appuis	3,93	1,63	Condition vérifiée
	Travée	3,93	1,63	
Cisaillement (τ _u)		0,114	3,33	Condition vérifiée

❖ **ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.35. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	4,678	3,93	3,44	7322,87	2,17	15	Condition vérifiée
Appuis	3,119	3,93	3,44	7322,87	1,46	15	Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{239} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,0627 > 0,0625 \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{239} \geq \frac{4,678}{10 \times 6,238} \implies 0,0627 > 0,073 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,93}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 2,9 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

Calcul de flèche :

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 1.

M_{ser} (KN.m)		λ		ρ	μ	I_0 (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	
4,678	λ_i	λ_v	0,0029	0	30247,2	I_{fv}	I_{fi}	
	7,24	2,9				33271,92	33271,92	
F (cm)		Δf_t			\bar{f}	vérification		
f_v	f_i	0,005			0,47	CV		
0,0074	0,0024							

• **Ferraillage du volée 1 type 1 :**

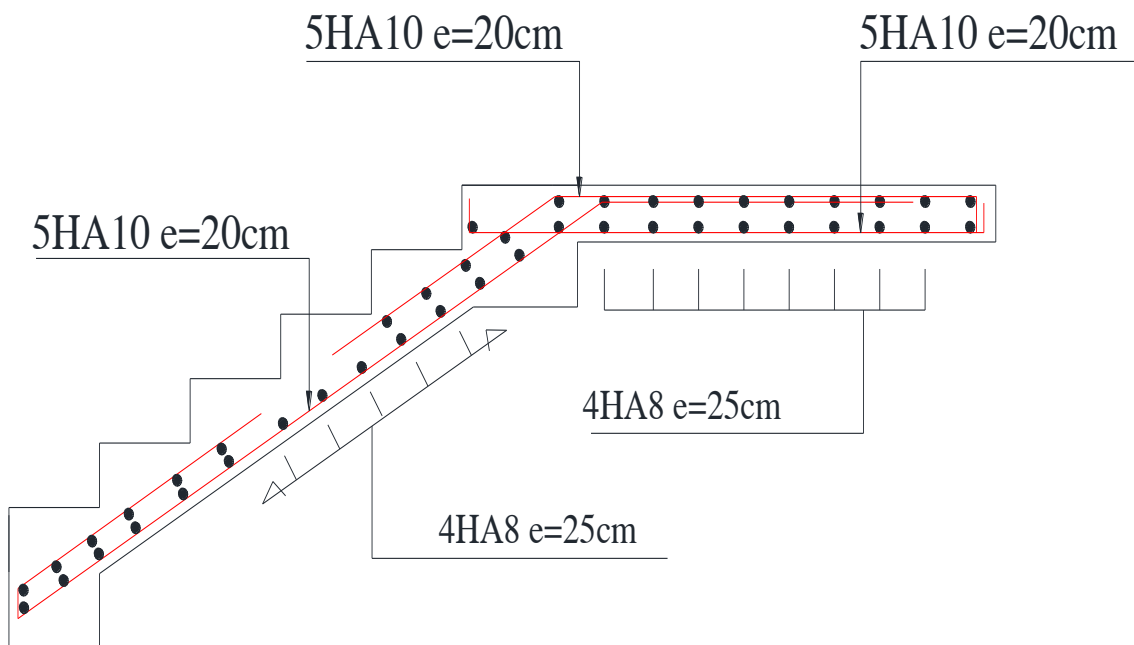


Figure III.18. Ferraillage du volée 1 type 1.

III. 5.2. Volée 2/4 « identiques » :

III.5.2.1. Calcul des sollicitations :

❖ ELU :

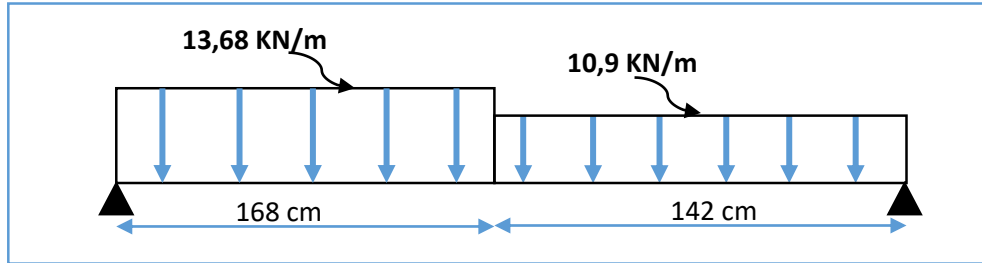


Figure III.19. Schéma statique du volée 2/4 type 1 à l'ELU.

Calcul des réactions :

$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 13,68 \times 1,68 - 10,9 \times 1,42 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 38,488 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,1 - 13,68 \times \frac{1,68^2}{2} - 10,9 \times 1,42 \times \left(\frac{1,42}{2} + 1,68 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 18,182 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \Rightarrow \quad -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$\Rightarrow -R_A \times 3,1 + 10,9 \times \frac{1,42^2}{2} + 13,68 \times 1,68 \times \left(\frac{1,68}{2} + 1,42 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 20,306 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,68 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad \Rightarrow \quad T + 20,306 - 13,68x = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T = -20,306 \text{ KN.} \\ x = 1,68 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T = 2,676 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\sum M = 0 \quad \Rightarrow \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_f - 20,306 + 13,68 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_f = 0 \text{ KN. m.} \\ x = 1,68 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_f = 14,808 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- 2^{ème} tronçon : $1,68 \leq x \leq 3,1 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$\Rightarrow T + 20,306 - 13,68 \times 1,68 - 10,9(x - 1,68) = 0$$

$$\begin{cases} x = 1,68 \text{ m} \Rightarrow T = 2,676 \text{ KN.} \\ x = 3,1 \text{ m} \Rightarrow T = 18,182 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M_f - 20,306x + 13,68 \times 1,68 \left(x - \frac{1,68}{2}\right) + 10,9 \frac{(x - 1,68)^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 1,68 \text{ m} \Rightarrow M_f = 14,809 \text{ KN.m.} \\ x = 3,1 \text{ m} \Rightarrow M_f = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moment max :

$$T(x) = -20,306 + 13,68x = 0 \Rightarrow x = 1,48 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(x = 1,48) = 15,07 \text{ KN.m.}$$

❖ **ELS :**

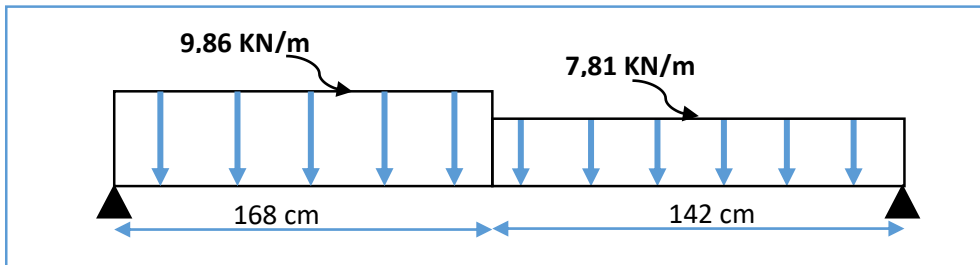


Figure III.20. Schéma statique du volée 2/4 type 1 à l'ELS.

Calcul des réactions :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 &\Rightarrow R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0 \\ &\Rightarrow R_A + R_B - 9,86 \times 1,68 - 7,81 \times 1,42 = 0 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 27,654 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{/A} = 0 &\Rightarrow R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v\right) = 0 \\ &\Rightarrow R_B \times 3,1 - 9,86 \times \frac{1,68^2}{2} - 7,81 \times 1,42 \times \left(\frac{1,42}{2} + 1,68\right) = 0 \\ &\Rightarrow R_B = 13,038 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{/B} = 0 &\Rightarrow -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p\right) = 0 \\ &\Rightarrow -R_A \times 3,1 + 7,81 \times \frac{1,42^2}{2} + 9,86 \times 1,68 \times \left(\frac{1,68}{2} + 1,42\right) = 0 \\ &\Rightarrow R_A = 14,616 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,68 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T + R_A - q_v x = 0 \Rightarrow T + 14,616 - 9,86x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \implies T = -14,616 \text{ KN.} \\ x = 1,68 \text{ m} & \implies T = 1,948 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_f - 14,616x + 9,86 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \implies M_f = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,68 \text{ m} & \implies M_f = 10,640 \text{ KN.} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $1,68 \leq x \leq 3,1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \sum F = 0 & \implies T + R_A - q_v l_v - q_p(x - l_v) = 0 \\ & \implies T + 14,616 - 9,86 \times 1,68 - 7,81(x - 1,68) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} x = 1,68 \text{ m} & \implies T = 1,978 \text{ KN.} \\ x = 3,1 \text{ m} & \implies T = 13,038 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 & \implies M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0 \\ & \implies M_f - 14,616x + 9,86 \times 1,68 \left(x - \frac{1,68}{2}\right) + 7,81 \frac{(x - 1,68)^2}{2} = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} x = 1,68 \text{ m} & \implies M_f = 10,64 \text{ KN.m.} \\ x = 3,1 \text{ m} & \implies M_f = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moment max :

$$\begin{aligned} T(x) = -14,616 + 9,86x = 0 & \implies x = 1,48 \text{ m} \\ \implies M_{\max} = M(x = 1,48) & = 10,83 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 2/4 ».

	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	20,306	15,07	-7,535	11,302
ELS	14,616	10,83	-5,415	8,12

III.5.2.2. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

✓ **En appuis :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,535 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) / \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = \mathbf{0,036}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,036) = \mathbf{13,3056 \text{ cm}}$$

$$A_s^a = \frac{7,535 \times 10^6}{133,056 \times 348} = \mathbf{1,62 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^a = \mathbf{1,62 \text{ cm}^2} \text{ On adopte : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{3,14}{4} = \mathbf{0,78 \text{ cm}^2}$$

$$A_r^a = \mathbf{0,78 \text{ cm}^2} \text{ On adopte : } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

✓ **En travée :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,302 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,043}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,043} < \mu_l = \mathbf{0,392} \implies A'_s = \mathbf{0} \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) / \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = \mathbf{0,055}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,055) = \mathbf{13,203 \text{ cm}}$$

$$A_s^t = \frac{11,302 \times 10^6}{132,03 \times 348} = \mathbf{2,45 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^t = \mathbf{2,45 \text{ cm}^2} \text{ On adopte } \mathbf{4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{4,52}{4} = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_r^t = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2} \text{ On adopte : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Les résultats du ferrailage du volée (1) type (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.38. Résultats du ferrailage du volée 2/4.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0,043	0,055	132,03	2,45	4HA12	4,52	1,13	4HA10	3,14
Appuis	0,029	0,036	133,05	1,62	4HA10	3,14	0,78	4HA8	2,01

III.5.2.3. Vérifications :

❖ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{20,306 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Résultats des vérifications à l'ELU.

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{min})	Appuis	3,93	1,63	Condition vérifiée
	Travée	5,65	1,63	
Cisaillement (τ_u)		0,15	3,33	Condition vérifiée

❖ **ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.40. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	8,12	5,65	4,833	10129,112	3,874	15	Condition vérifiée
Appuis	5,415	3,93	4,032	7469,4	2,923	15	Condition vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{310} \geq \frac{1}{16} \implies 0,048 < 0,0625 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{310} \geq \frac{8,12}{10 \times 10,83} \implies 0,048 < 0,074 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

Calcul de flèche :

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Résultat de calcul de la flèche du volée 2/4 type 1.

M _{ser} (KN.m)	λ		ρ	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _f (cm ⁴)	
8,12	λ _i	λ _v	0,0033	0	30565,8	I _{fv}	I _{fi}
	6,36	2,54				33622,38	33622,38
F (cm)		Δf _t		̄f	vérification		
f _v	f _i	0,0138		0,62	CV		
0,021	0,0072						

• Ferrailage du volée 2/4 type 1 :

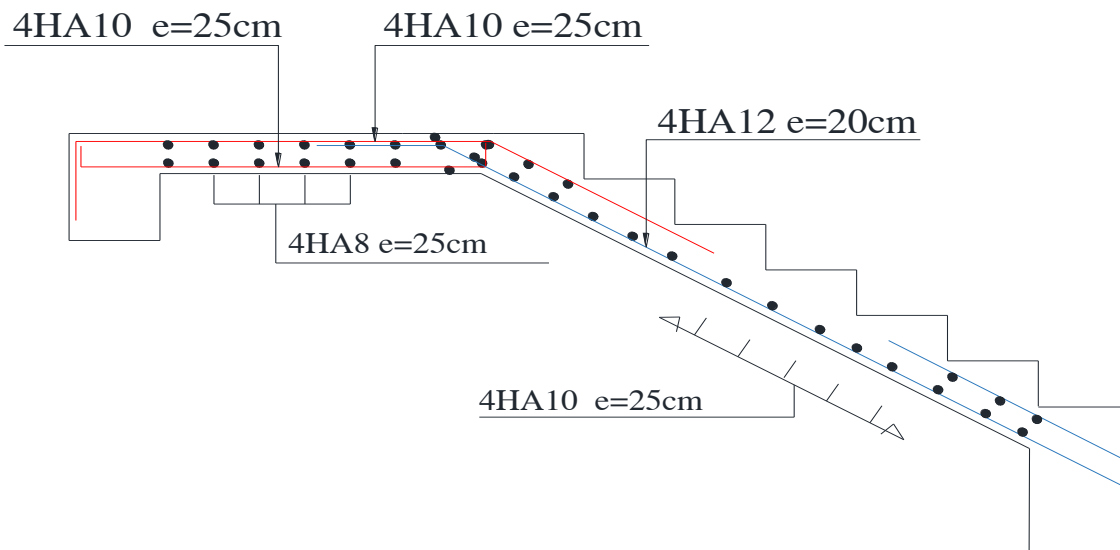


Figure III.21. Ferrailage volée 2/4 type 1.

III. 5.3. Volée 3 « console » :

III. 5.3.1. Calcul des sollicitations :

Les résultats des sollicitations sont présentés ci-dessous :

Tableau III.42. Résultat des sollicitations appliquées sur volée (3).

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	P (KN/m)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	7,36	2,5	13,68	1,35	12,751	18,731
ELS	7,36	2,5	9,86	1	9,221	13,522

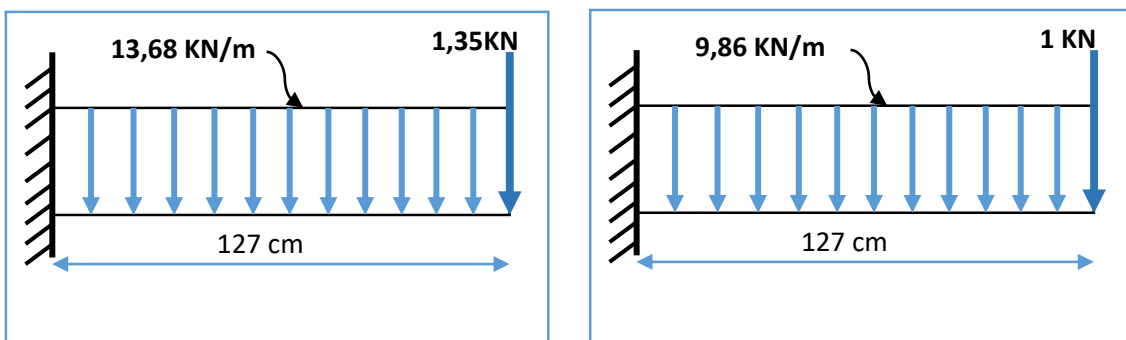


Figure III.22. Schéma statique du volée 3 à l'ELU / à l'ELS.

III. 5.3.2. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,751 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M}{Z_b \times f_{cd}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,062) = 131,65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12,751 \times 10^6}{131,65 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage de la console sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.43. Résultats du ferrailage du volée 3.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0,049	0,062	131,65	2,78	4HA12	4,52	1,50	4HA10	3,14

III.5.3.3. Vérifications :

❖ ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

✓ Cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{18,731 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Résultats des vérifications à l'ELU.

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{min})	4,52	1,63	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,138	1,16	Condition vérifiée

❖ ELS :

✓ Vérification de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times Y}}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.45. Résultat de vérification de compression dans le béton à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Valeur	9,221	4,52	3,653	8199,023	4,108	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{127} \geq \frac{1}{16} \implies 0,12 > 0,0625 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{127} \geq \frac{9,221}{10 \times 9,221} \implies 0,12 < 0,1 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

● Ferrailage du volée 3 « console » :

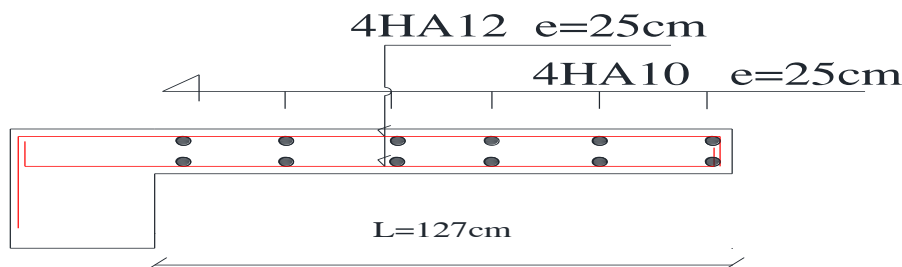


Figure III.23. Ferrailage du volée 3 « console ».

➤ Type 3 :

Tableau III.46. Charges et Sollicitations de l'escalier.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q_u (KN/m)	A l'ELS q_s (KN/m)
Volée	11,11	2,5	18,748	13,61

III.5.4. Volée 1 :

III.5.4.1. Calcul des sollicitations :

❖ ELU :

Calcul des réactions :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 &\implies R_A + R_B - q_v l_v = 0 \\ &\implies R_A + R_B - 18,748 \times 6,5 = 0 \\ &\implies R_A + R_B = 121,81 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$R_A + R_B = 121,81 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = R_B = \frac{121,81}{2} = 60,905 \text{ KN}$$

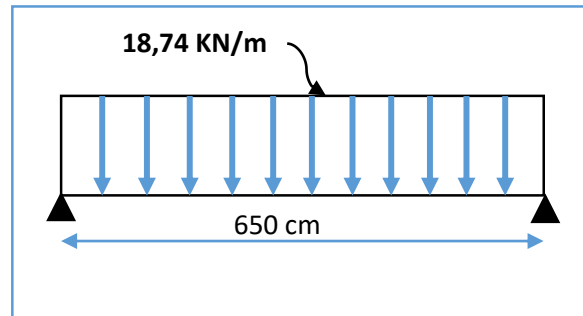


Figure III.24. Schéma statique du volée 1 type 3 à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants et moments :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 6,5 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \implies T + R_A - q_v x = 0 \implies T + 60,905 - 18,74x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} &\implies T = -60,905 \text{ KN.} \\ x = 6,5 \text{ m} &\implies T = 60,905 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_f - 60,905x + 18,74 \frac{x^2}{2} = 0$$

Le moment en appuis est nul car c'est une travée à deux appuis.

Moment max :

$x = 3,25 \text{ m}$ « À mi-travée l'effort tranchant = 0, c'est le point où le moment sera max ».

$$\implies M_{\max} = M(x = 3,25) = 98,97 \text{ KN.m.}$$

❖ ELS :

Calcul des réactions :

$$\begin{aligned} \sum F = 0 &\implies R_A + R_B - q_v l_v = 0 \\ &\implies R_A + R_B - 13,61 \times 6,5 = 0 \\ &\implies R_A + R_B = 88,465 \text{ KN.} \end{aligned}$$

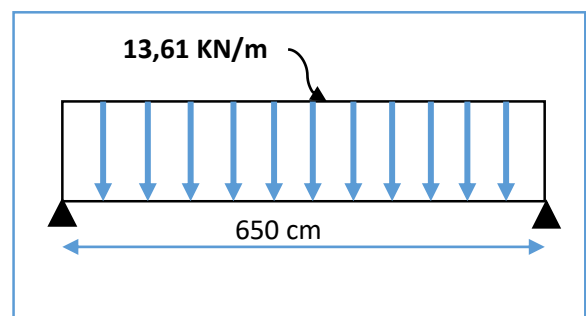


Figure III.25. Schéma statique du volée 1 type 3 à l'ELS.

$$R_A + R_B = 88,465 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = R_B = \frac{88,465}{2} = 44,23 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 6,5 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \implies T + R_A - q_v x = 0 \implies T + 44,23 - 13,61x = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \implies T = -44,23 \text{ KN.} \\ x = 6,5 \text{ m} \implies T = 44,23 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\sum M = 0 \implies M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_f - 44,23x + 13,61 \frac{x^2}{2} = 0$$

Le moment en appuis est nul car c'est une travée à deux appuis.

Moment max :

$x = 3,25 \text{ m}$ « À mi-travée l'effort tranchant = 0, c'est le point où le moment sera max ».

$\implies M_{\max} = M(x = 3,25) = 71,869 \text{ KN.m}$. Les résultats des moments et efforts tranchants obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.47. Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « type 3 ».

	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	60,905	98,97	-37,113	74,227
ELS	44,23	71,869	-35,934	53,901

III.5.4.2. Ferrailage :

Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.

Les données :

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

✓ En appuis :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37,113 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,17} = 0,035$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,044$$

$$Z_b = 27(1 - 0,4 \times 0,044) = 26,524 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{37,113 \times 10^6}{265,24 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 4,02 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 5\text{HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^a = \frac{A_s^a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 4\text{HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ En travée :

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{74,227 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,17} = 0,071$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$Z_b = 27(1 - 0,4 \times 0,092) = 26,006 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{74,227 \times 10^6}{260,064 \times 348} = 8,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 8,20 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA14} + 2\text{HA12} = 8,42 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{8,42}{4} = 2,105 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 2,105 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 5\text{HA10} = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage du type (3) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.48. Résultats du ferrailage du type 3.

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0,071	0,092	260,06	8,20	4HA14+ 2HA12	8,42	2,10	5HA10	3,93
Appuis	0,035	0,044	265,24	4,02	5HA12	5,65	1,41	4HA10	3,14

III.5.4.3. Vérifications :

❖ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 270 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appuis : } A_s^a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée} \\ \text{En travée : } A_s^t = 8,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{60,905 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,225 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Résultats des vérifications à l'ELU.

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	Appuis	5,65	3,26	Condition vérifiée
	Travée	8,42	3,26	
Cisaillement (τ _u)		0,225	3,33	Condition vérifiée

❖ **ELS :**

✓ **Vérification de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.50. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	53,901	8,42	7,091	61946,369	6,17	15	Condition vérifiée
Appuis	35,934	5,65	5,97	44574,15	4,812	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{650} \geq \frac{1}{16} \implies 0,023 < 0,0625 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{650} \geq \frac{53,901}{10 \times 71,869} \implies 0,023 < 0,074 \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{8,42}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 6 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

Calcul de flèche :

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

Avec : $L > 5M$ $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5\text{cm}$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.51. Résultat de calcul de la flèche du volée 1 type 3.

M_{ser} (KN.m)		λ		ρ	μ	I_0 (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)		
53,901	λ_i	λ_v	0,0031	0,31	243187,2	I_{fv}	I_{fi}	145621,07	86328,43
	6,77	2,7							
F (cm)		Δf_t		\bar{f}		vérification			
f_v	f_i	0,06		1,15		CV			
0,14	0,08								

• Ferrailage du volée type 3 :

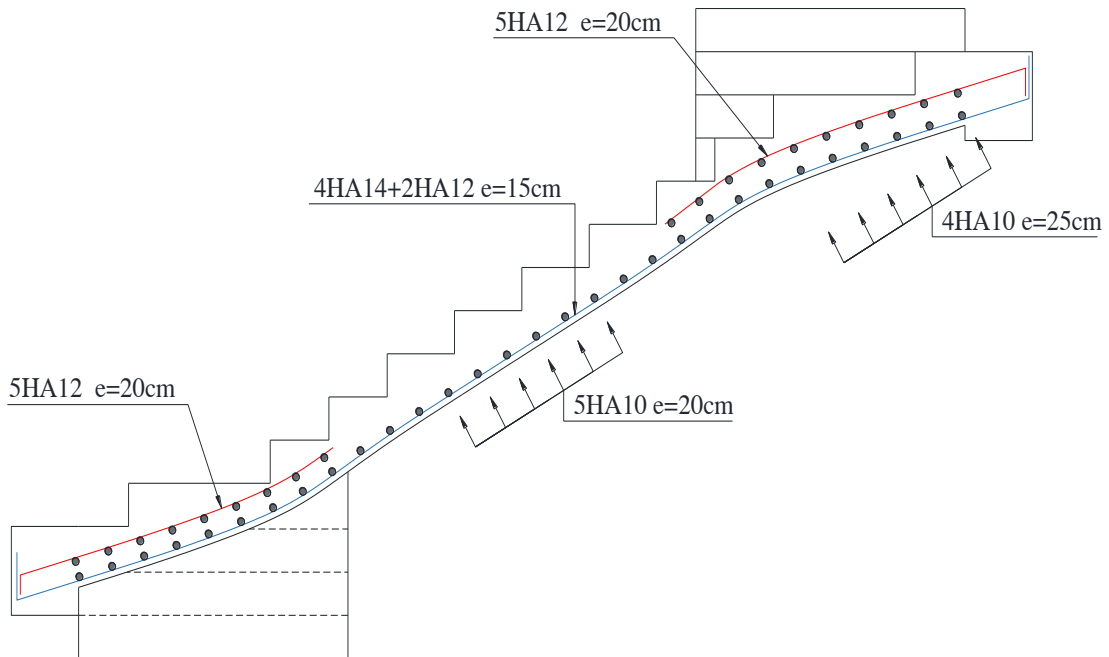


Figure III.26. Ferrailage escalier type 3.

III. 6. Étude de la poutre brisée

III. 6.1. Dimensionnement de la poutre :

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \left(\frac{h}{l} \right)$$

$$\alpha = \text{tang}^{-1} \left(\frac{68}{330} \right) = \text{tang}^{-1}(0,206)$$

$$\alpha = 11,64^\circ.$$

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{330^2 + 68^2} = 337 \text{ cm.}$$

$$L' = L - 30 = 337 - 30 = 307 \text{ cm.}$$

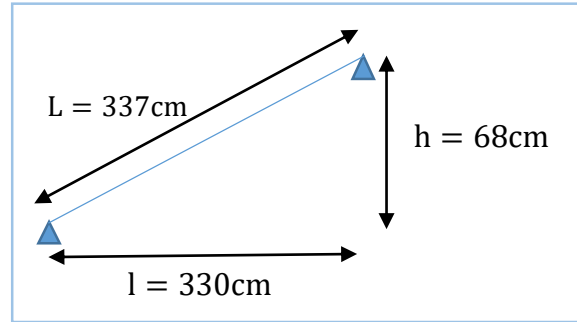


Figure III.27. Schéma présentant la poutre brisée.

Avec : L' : la portée entre nus d'appuis de la poutre.

$$\frac{L'}{15} \leq h \leq \frac{L'}{10} \implies \frac{307}{15} \leq h \leq \frac{307}{10} \implies 20,46 \leq h \leq 30,7 \text{ On prend : } h = 30 \text{ cm.}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 20$$

On prend : $b = 25 \text{ cm.}$

✓ Vérifications :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,2 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III. 6.2. Sollicitations :

➤ Charges appliquées sur la poutre :

$$PP_{\text{incl}} : G_0 = b \times \frac{h}{\cos \alpha} \times \gamma_{\text{béton}} = 0,25 \times \frac{0,30}{\cos 11,64} \times 25 = 1,91 \text{ KN/m.}$$

Tableau III.52. Charges appliquées sur la poutre brisée.

	R_c (KN)	q_u (KN/m)
ELU	20,30	$1,35G_0 + R_c = 22,87$
ELS	14,61	$G_0 + R_c = 16,52$

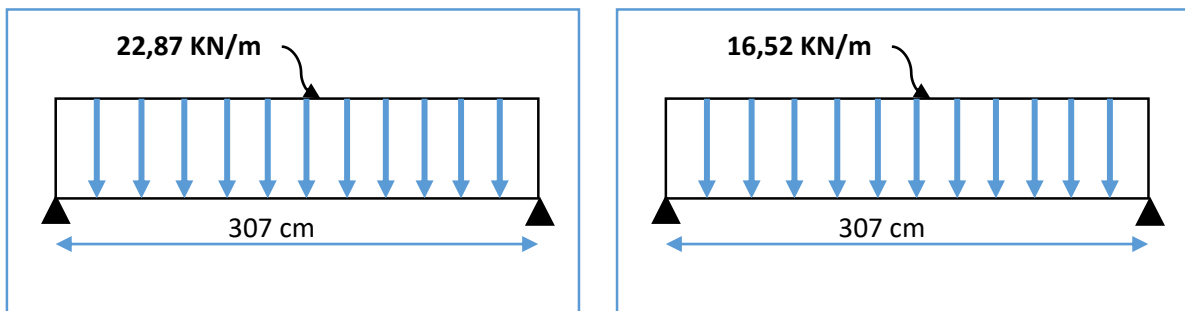


Figure III.28. Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU/à l'ELS.

➤ **Moment et effort tranchant :**

Tableau III.53. Moment et effort tranchant de la poutre brisée.

	M_0 (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	27	35,10	23	-13,5
ELS	19,46	25,35	16,54	-9,73

III.6.3. Ferrailage :

III. 6.3.1. Flexion simple :

Les données :

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; F_{ed} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$$

✓ **En appuis :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,5 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,17} = \mathbf{0,052}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,052} < \mu_l = \mathbf{0,392} \implies A'_s = \mathbf{0} \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = \mathbf{0,066}$$

$$Z_b = 27(1 - 0,4 \times 0,066) = \mathbf{26,287 \text{ cm}}$$

$$A_s^a = \frac{13,5 \times 10^6}{262,87 \times 348} = \mathbf{1,47 \text{ cm}^2}$$

✓ **En travée :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,17} = \mathbf{0,089}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,089} < \mu_l = \mathbf{0,392} \implies A'_s = \mathbf{0} \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)/\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089}) = \mathbf{0,116}$$

$$Z_b = 27(1 - 0,4 \times 0,116) = \mathbf{25,747 \text{ cm}}$$

$$A_s^t = \frac{23 \times 10^6}{257,47 \times 348} = 2,56 \text{ cm}^2$$

III.6.3.1.1. Vérifications :

❖ ELU :

✓ Cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{35,10 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversales :

$$A_{tr} = \max\left(\frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} ; \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e}\right) \quad \text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{tr} = \max\left(\frac{0,4 \times 250 \times 150}{400} ; \frac{250 \times 150 (0,52 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400}\right) = \max(0,375 ; -0,114) = 0,375 \text{ cm}^2.$$

III. 6.3.2. Torsion :

➤ Moment de torsion :

$$M_a = 7,535 \text{ KN. m.}$$

« M_a : C'est le moment en appuis obtenue du calcul du volée 2 du type « 1/2 ».

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a l}{2} = \frac{7,535 \times 3,07}{2} = 11,566 \text{ KN. m.}$$

➤ Armatures longitudinale :

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} U \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

Avec :

Epaisseur de la paroi : $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm.}$ « $\emptyset = \min(b; h) = \min(25; 30) = 25 \text{ cm}$ ».

$$\text{Air du contour : } \Omega = (b - e)(h - e) = (25 - 4,16)(30 - 4,16) = 538,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Périmètre : } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2(20,84 + 25,84) = 93,36 \text{ cm.}$$

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{11,566 \times 10^6 \times 93,36 \times 1,15}{2 \times 53850 \times 400} = 2,882 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures transversales :

$$A_{tr}^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} S_t}{2 \Omega f_{bu}} = \frac{11,56 \times 10^6 \times 150}{2 \times 53850 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

III.6.3.2.1. Vérifications :

❖ ELU :

✓ Cisaillement :

$$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau_f^2 + \tau_{\text{tor}}^2}.$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega_e} = \frac{11,566 \times 10^6}{2 \times 53850 \times 41,6} = 2,58 \text{ MPa.} \implies \tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{0,52^2 + 2,58^2} = 2,63 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = 2,63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.4. Ferrailage global :

➤ Travée :

$$A_t = A_t^{\text{flex}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 2,56 + \frac{2,88}{2} = 4 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2.$$

➤ Appuis :

$$A_a = A_a^{\text{flex}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 1,47 + \frac{2,88}{2} = 2,91 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,91 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ Transversales :

$$A_{\text{tr}} = A_{\text{tr}}^{\text{flex}} + A_{\text{tr}}^{\text{tor}} = 0,37 + 0,46 = 0,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{tr}} = 0,83 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage de la poutre brisée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.54. Résultats du ferrailage de la poutre brisée.

A_t cal (cm ²)	Choix	A_t adoptée (cm ²)	A_a cal (cm ²)	Choix	A_a adoptée (cm ²)	A_{tr} cal (cm ²)	choix	A_{tr} adoptée (cm ²)
4	3HA14+2HA12	6,88	2,91	3HA14	3,39	0,83	4HA8	2,01

III.6.5. Vérifications :

❖ ELS :

✓ Vérification de compression dans le béton :

$$\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}^{\text{xy}}}}{I}$$

$$Et : I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.55. Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appuis	9,73	3,39	8,641	22515,776	3,734	15	Condition vérifiée
Travée	16,54	6,88	11,362	37460,404	5,016	15	Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{307} \geq \frac{1}{16} \implies 0,097 > 0,0625 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{30}{307} \geq \frac{16,54}{10 \times 19,46} \implies 0,097 > 0,084 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,88}{25 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \implies 10,1 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

• Ferrailage de la poutre brisée :

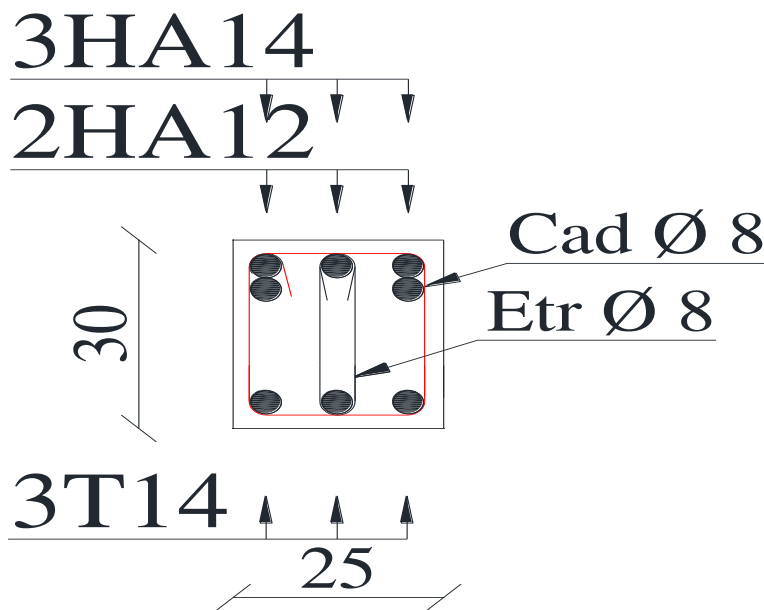


Figure III.29. Ferrailage de la poutre brisée.

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE &
SISMIQUE

IV. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines.

Dans le but de connaître le comportement d'un ouvrage vis-à-vis l'excitation sismique, une étude dynamique est nécessaire en raison de déterminer les réponses de l'ouvrage sous les charges sismiques, et par objectif d'éviter les pertes humaines ainsi que matérielles.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser pour cela le code de calcul par ETABS est utilisé.

IV. 1. Méthode 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.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV. 1.1. Méthode statique équivalente : (RPA)

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV. 1.2. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

IV. 1.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme : (RPA)

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV. 2. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul se fait en vérifiant les conditions d'application de ces méthodes de calcul.

IV. 2.1. Conditions d’application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d’usages.

Zone II : Groupe d’usage 3.

Groupe d’usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d’usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d’usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Groupe d’usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08 m.

Dans notre cas, notre structure est implantée à Bouira zone II_a de groupe d’usage 2, avec une hauteur de 28,56 m qui est inférieure à 65 m selon la 1^{er} condition, et supérieure à 23 m selon la 2^{ème} condition, ce qui signifie que les conditions d’application de cette méthode ne sont pas vérifiées, donc il faut passer à la méthode d’analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul ETABS.

IV. 2.2. La méthode d’analyse modale spectrale :

IV. 2.2.1. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d’accélération de zone.

η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%

$$\dots \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7).$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S₃).

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A V2003).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$ Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé.

Avec : **L** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

Tableau IV.1. Facteur d'amplification dynamique moyen.

ξ (%)	η	T ₁ (sec)	T ₂ (sec)	C _T	h _N (m)	L (m)		T = $\frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$ (sec)		T = C _T h _N ^{3/4} (sec)	D	
						L _x	L _y	T _x	T _y		D _x	D _y
7	0,881	0,15	0,5	0,05	25,5	30,24	9,75	0,42	0,73	0,56	2,202	2,042

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la zone **IIa** et groupe d'usage **2** on aura : **A = 0,15**.

➤ **Coefficient de comportement R :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement, portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide **R = 3,5**.

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec : **P_q** : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée dans tableau (4.4 R.P.A V2003).

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de pénalités ainsi que le facteur de qualité :

Tableau IV.2. Facteur de qualité « Q ».

Critère	P_q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,10
Q (totale)	1,2	

➤ Schéma de spectre de calcul :

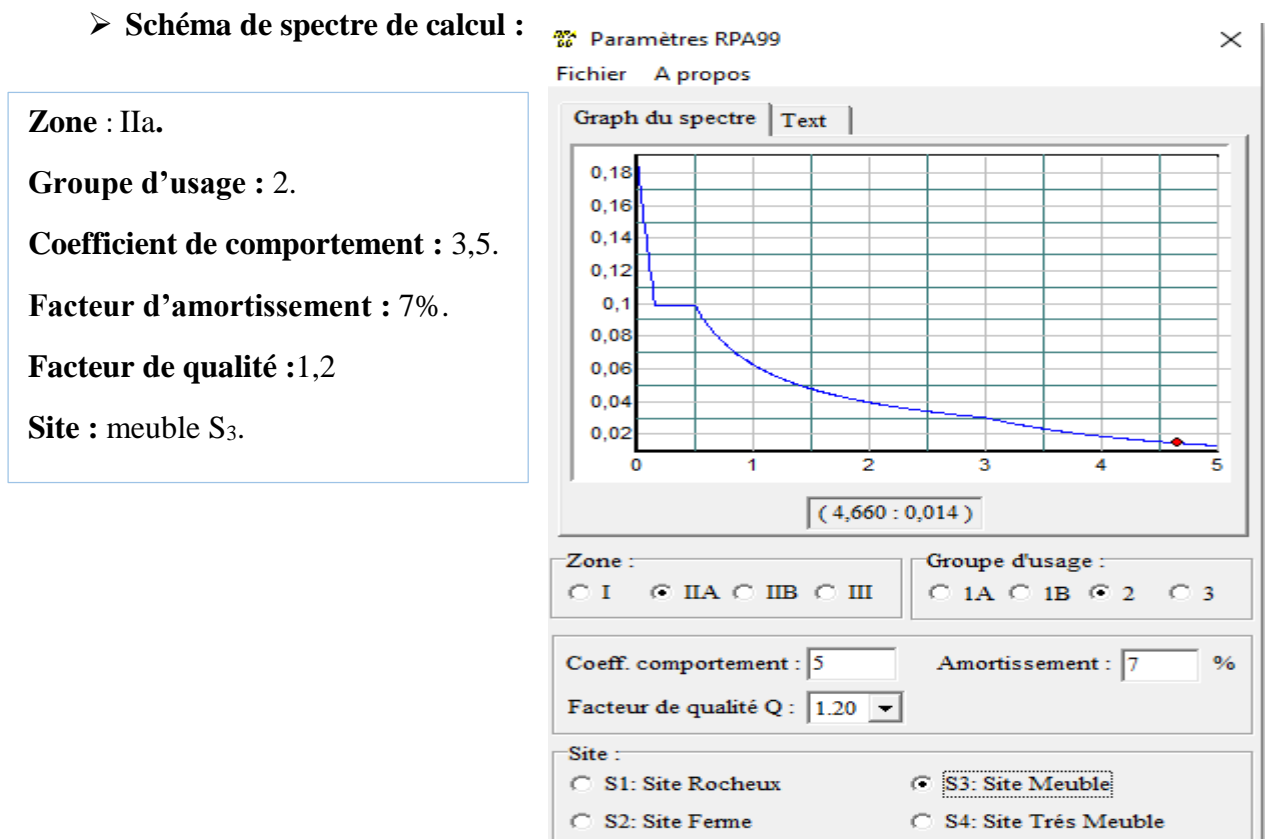


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV. 3. Modélisation de la structure

Il est très clair que la modélisation d'une structure est l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique.

Notre structure à modéliser est un bâtiment de forme irrégulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un système mixte « voiles/portiques ».

➤ **Modélisation de la vue en 3D :**

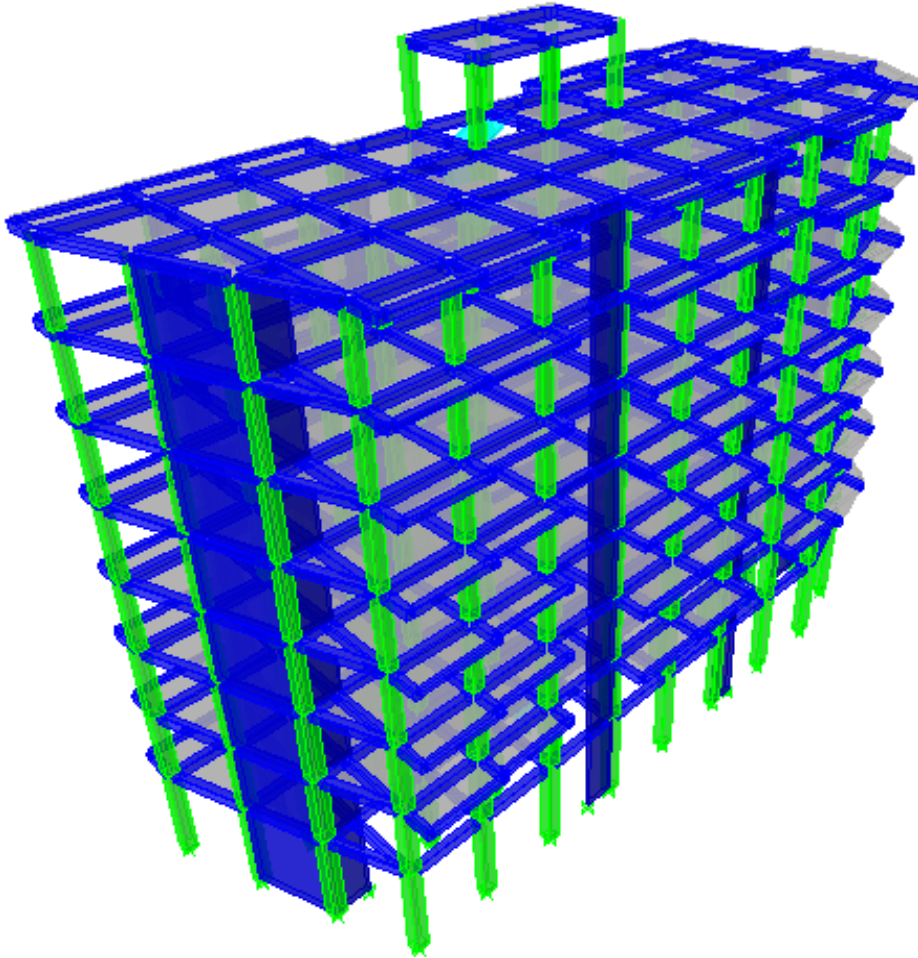


Figure IV.2. Schéma de la structure en 3D.

➤ **Disposition des voiles :**

La disposition des voiles doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile.
- Assurer une excentricité minimale.
- Le respect de l'architecture de la structure.

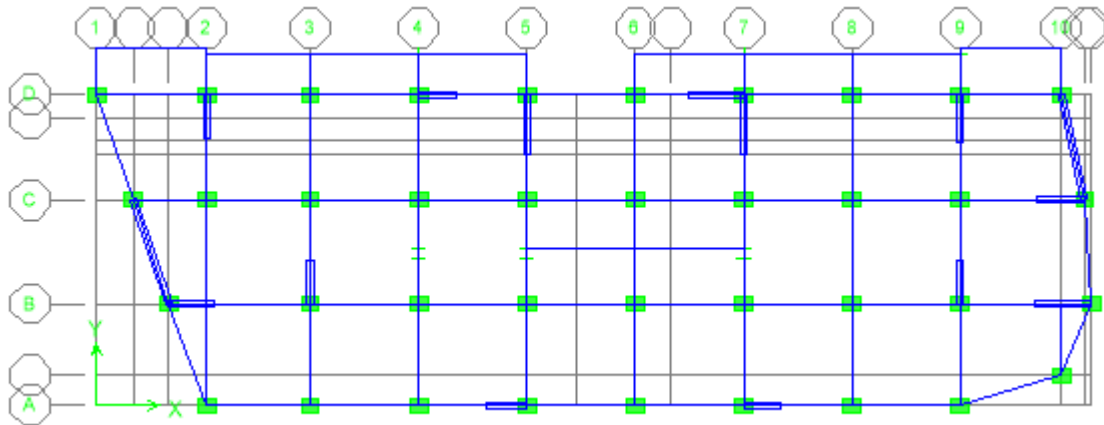


Figure IV.3. La disposition des voiles.

IV. 3.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

➤ Détermination des masses et centre de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ Centre de torsion (rigidité) :

C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité, d'où :

(X_{CR}, Y_{CR}) : les coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

➤ L'excentricité :

- **Théorique** : est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_{CR}|$$

- **Accidentelle** : la valeur exigée par le RPA 99 / version 2003 $\pm 0,05 L$.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = \pm 0,05 (L_x; L_y).$$

➤ **Poids total de la structure W :**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99, $\beta = 0,20$ (habitation).

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Pour notre structure le poids des différents niveaux est calcul par le logiciel ETABS :

$$W = \sum M_i \times g$$

Les résultats des centres de masses, de torsion, et d'excentricités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3. Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux.

Story	Centre de masse			Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	Masse (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)	e _x (m)	e _y (m)
9	22,3135	16,9	8,1	16,865	7,985	0,035	0,115	1,512	0,487
8	353,0128	16,263	5,024	16,244	4,938	0,019	0,086		
7	350,3199	16,272	5,085	16,322	4,784	0,05	0,301		
6	362,6581	16,265	5,242	16,427	4,559	0,162	0,683		
5	368,5867	16,262	5,239	16,547	4,298	0,285	0,941		
4	368,5867	16,262	5,239	16,683	3,993	0,421	1,246		
3	378,7073	16,244	5,187	16,827	3,669	0,585	1,518		
2	387,2148	16,234	5,154	16,957	3,437	0,723	1,717		
1	330,6764	16,162	6,148	16,937	3,736	0,775	2,412		
$\sum M_i$	2922,0762								

IV. 3.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

➤ **Le nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003}).$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 7 modes. (Participation modale de mode 7 : 90,2994%).

➤ **Résultats d'analyse dynamique par ETABS :**

Les résultats présentés dans le tableau suivant sont obtenues après l'analyse automatique par ETABS :

Tableau IV.4. Mode de vibration et participation massique.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Nature
1	0,657508	32,9222	42,77	0,0705	32,9222	42,77	0,0705	Translation Y-Y
2	0,57001	44,133	29,7402	0,7953	77,0551	72,5102	0,8658	Translation X-X
3	0,483629	0,767	0,1593	71,0888	77,8222	72,6695	71,9546	Rotation
4	0,198902	9,1722	3,3333	0,0728	86,9944	76,0028	72,0274	/
5	0,153	3,0234	12,7745	0,0654	90,0177	88,7773	72,0928	/
6	0,118023	0,2609	0,1065	16,8063	90,2787	88,8837	88,8992	/
7	0,116575	0,0208	1,523	0,863	90,2994	90,4067	89,7622	/

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

✓ **1^{er} mode :** translation suivant Y-Y.

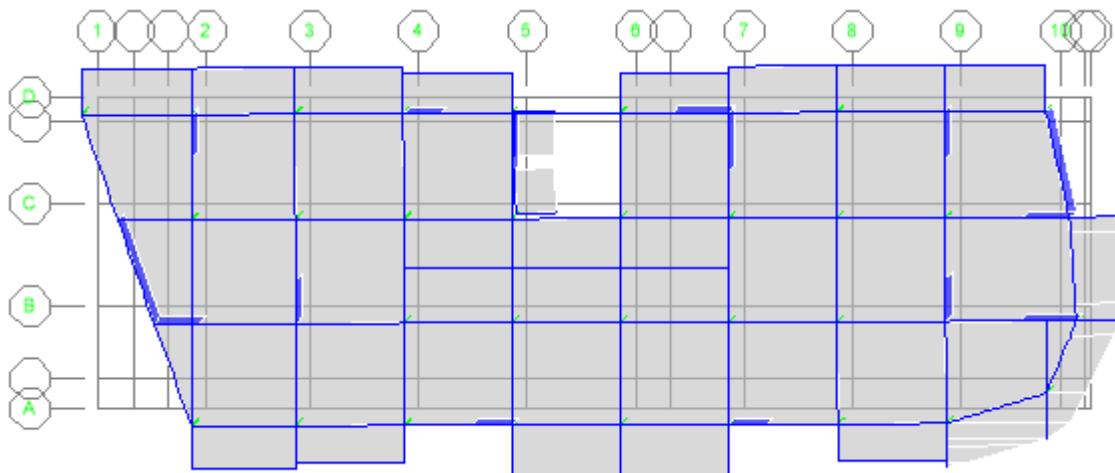


Figure IV.4. 1^{er} mode de translation selon le sens Y-Y de période **T = 0,657508 sec.**

✓ 2^{ème} mode : translation suivant X-X.

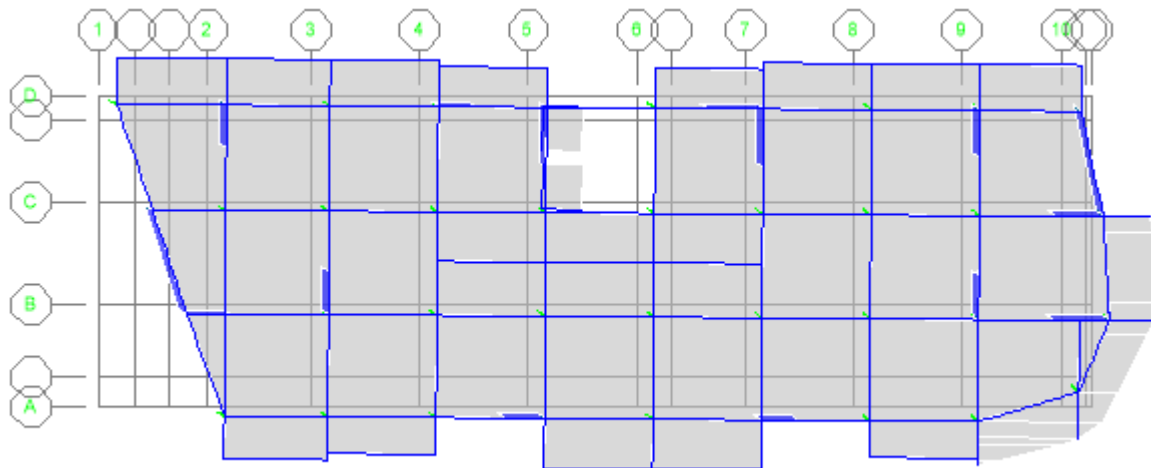


Figure IV.5. 2^{ème} mode de translation selon X-X de période $T = 0,57001$ sec.

✓ 3^{ème} mode : rotation.

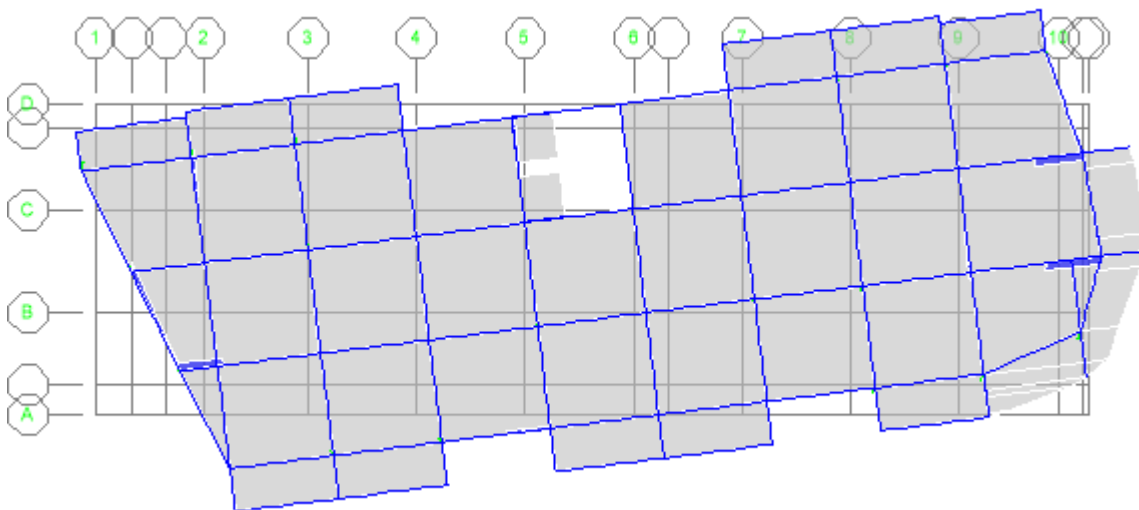


Figure IV.6. 3^{ème} mode de rotation de période $T = 0,483629$ sec.

Commentaire :

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,657$ sec.

Les deux premiers modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 7 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3 T_{RPA}$.

$T_{dyn} = 0,657 \text{ sec} < 1,3 (0,56) = 0,73 \text{ sec} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ **Justification de coefficient de comportement :**

Pour le choix du coefficient du comportement, on doit déterminer la répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles, le tableau ci-dessous représentent le pourcentage de la répartition des charges à la base :

Tableau IV.5. Les charges reprises par les voiles et les portiques.

Sens	Niveau	Voile (KN)		Portique (KN)		Voile (%)		Portique (%)	
Horizontale	Niv 1	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
		1236,2918	870,0571	1728,445	1051,4412	27,7	17,2	71,5	82,7
Verticale	Niv 1	F3		F3		F3		F3	
		6956,5795		27899,8771		75,06		24,9	

Avec : **F1** : la charge horizontale suivant (x).

F2 : la charge horizontale suivant (y).

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion : Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99/V2003). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3,5**.

➤ **L'effort tranchant modal :**

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W \quad \text{Avec : } V_i : \text{l'effort tranchant modal à la base.}$$

α_i : coefficient de participation du mode « i ».

W : poids total de la structure.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. L'effort tranchant modal.

Mode	Période	S_a/g	α_{ix} (%)	α_{iy} (%)	W (KN)	V_{xi} (KN)	V_{yi} (KN)
1	0,657508	0,117	32,9222	42,77	30883,96	1189,61845	1545,46115
2	0,57001	0,129	44,133	29,7402	30883,96	1758,27233	1184,85874
3	0,483629	0,141	0,767	0,1593	30883,96	33,4000762	6,93693891
4	0,198902	0,141	9,1722	3,3333	30883,96	399,41614	145,15316
5	0,153	0,141	3,0234	12,7745	30883,96	1311,658136	556,283277
6	0,118023	0,151	0,2609	0,1065	30883,96	12,167014	4,96660403
7	0,116575	0,159	0,0208	1,523	30883,96	1,02139433	74,787671

➤ **Combinaison des réponses modales :**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de période T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport : $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation :

$$r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} \quad \text{avec : } \xi_i = \xi_j = 7\% \dots \dots \dots r \leq \mathbf{0,588}.$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

Pour : E : effet de l'action sismique considérée.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de mode retenus.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1, E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$.

Les résultats de calcul sont présentés ci-dessous :

Tableau IV.7. Combinaison des réponses modales.

Mode	Période T (sec)	$r = \frac{T_i}{T_j}$	$\frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})}$	Observation
1	0,657508	0,866924	0,588	CNV
2	0,57001	0,848457		CNV
3	0,483629	0,411269		CV
4	0,198902	0,769223		CNV
5	0,153	0,771392		CNV
6	0,118023	0,987731		CNV
7	0,116575	0		CV

Remarque :

Les modes ne sont pas indépendants deux à deux donc on applique la loi :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \longrightarrow E_x = 2498,87 \text{ KN} ; E_y = 2379,99 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit vérifier la condition : $V_t \geq 0,80 V$ pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique statique totale :**

Est donnée selon le RPA99/V2003 par la formule : $V = \frac{A.D.Q}{R} W$

$$\text{Sens X-X : } V_x = \frac{0,15 \times 2,202 \times 1,20}{3,5} \times 30883,96 = 3497,476 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } V_y = \frac{0,15 \times 2,042 \times 1,20}{3,5} \times 30883,96 = 3243,345 \text{ KN.}$$

Les résultats de vérification sont résumés ci-dessous :

Tableau IV.8. Vérification de la force sismique statique & dynamique.

Sens	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{KN})$	$0,8V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$0,8V_s < V_d$
Sens X-X	3497,476	2498,87	2797,9808	CNV
Sens Y-Y	3243,345	2379,99	2594,6762	CNV

Remarque : La résultante de la force sismique à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente donc la condition n'est pas vérifiée ce qui demande de majorer les paramètres de la réponse par les coefficients suivants :

$$\alpha_x = \frac{0,8V}{V_t} = \frac{2797,9808}{2498,87} = \mathbf{1,12.}$$

$$\alpha_y = \frac{0,8V}{V_t} = \frac{2594,6762}{2379,99} = \mathbf{1,1.}$$

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage :**

Selon le RPA99/V2003, les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser le 1% de la hauteur d'étage.

- **Déplacement horizontal :** pour chaque niveau « K » est donné par :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad \text{avec : } \delta_{ek} : \text{déplacement dû aux forces sismiques } F_i.$$

R : coefficient de comportement.

- **Déplacement relatif :** au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est donnée par : $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.
- **Déplacement admissible :** $\overline{\Delta}_K = 0,01h_0$ avec : h_0 : hauteur d'étage.

Les résultats de vérifications sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.9. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens X-X).

Sens X-X								
Niveau	$\delta_{ek}(\text{m})$	R	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta_K(\text{m})$	$h_0(\text{m})$	$\overline{\Delta}_K(\text{m})$	OBS
8	0,014124	3,5	0,049434	0,0464415	0,0029925	3,06	0,0306	CV
7	0,013269		0,0464415	0,0425565	0,003885	3,06	0,0306	CV
6	0,012159		0,0425565	0,0376565	0,0049	3,06	0,0306	CV
5	0,010759		0,0376565	0,031738	0,0059185	3,06	0,0306	CV
4	0,009068		0,031738	0,0249165	0,0068215	3,06	0,0306	CV
3	0,007119		0,0249165	0,0175665	0,00735	3,06	0,0306	CV
2	0,005019		0,0175665	0,010416	0,0071505	3,06	0,0306	CV
1	0,002976		0,010416	0,004081	0,006335	3,06	0,0306	CV
RDC	0,001166		0,004081	0	0,004081	4,08	0,0408	CV

Tableau IV.10. Vérification des déplacements latéraux inter-étage (sens Y-Y).

Sens Y-Y								
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$h_0(m)$	$\overline{\Delta}_K(m)$	OBS
8	0,016342	3,5	0,057197	0,0506065	0,0065905	3,06	0,0306	CV
7	0,014459		0,0506065	0,043988	0,0066185	3,06	0,0306	CV
6	0,012568		0,043988	0,036925	0,007063	3,06	0,0306	CV
5	0,01055		0,036925	0,029568	0,007357	3,06	0,0306	CV
4	0,008448		0,029568	0,022099	0,007469	3,06	0,0306	CV
3	0,006314		0,022099	0,0149065	0,0071925	3,06	0,0306	CV
2	0,004259		0,0149065	0,0084805	0,006426	3,06	0,0306	CV
1	0,002423		0,0084805	0,003269	0,0052115	3,06	0,0306	CV
RDC	0,000934		0,003269	0	0,003269	4,08	0,0408	CV

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter-étage ne dépassent pas le déplacement admissible donnée par le RPA99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

➤ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec : } F_t = \begin{cases} 0,07VT & \text{si } T > 0,7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T < 0,7\text{sec} \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

T : la période fondamentale de la structure.

F_i : effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau de plancher quelconque.

W_i, W_j : poids revenant au planchers i, j.

$$\text{Notre cas : } \begin{cases} T_x = 0,42s < 0,7s \\ T_y = 0,73s > 0,7s. \end{cases} \implies \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 165,735 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats des forces sismiques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X).

Sens X-X						
Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$ (KN/m)	$\sum W_i \times h_i$ (KN/m)	$V - F_t$ (KN)	F_i (KN)
8	218,8954	28,56	6251,652624	425833,209	3497,476	51,34640641
7	3463,0555	25,5	88307,91525	425833,209	3497,476	725,2952745
6	3436,6382	22,44	77118,161208	425833,209	3497,476	633,3909904
5	3557,6759	19,38	68947,758942	425833,209	3497,476	566,2854072
4	3615,8355	16,32	59010,43536	425833,209	3497,476	484,6676517
3	3615,8355	13,26	47945,97873	425833,209	3497,476	393,792467
2	3715,1186	10,2	37894,20972	425833,209	3497,476	311,2347422
1	3798,5771	7,14	27121,840494	425833,209	3497,476	222,7585454
RDC	3243,9354	4,08	13235,256432	425833,209	3497,476	108,7045133
Somme						3497,476

Tableau IV.12. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y).

Sens Y-Y						
Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$ (KN/m)	$\sum W_i \times h_i$ (KN/m)	$V - F_t$ (KN)	F_i (KN)
8	218,8954	28,56	6251,652624	425833,209	3077,61	45,18235832
7	3463,0555	25,5	88307,91525	425833,209	3077,61	638,2248197
6	3436,6382	22,44	77118,161208	425833,209	3077,61	557,3534875
5	3557,6759	19,38	68947,758942	425833,209	3077,61	498,3038145
4	3615,8355	16,32	59010,43536	425833,209	3077,61	426,4841307
3	3615,8355	13,26	47945,97873	425833,209	3077,61	346,5183562
2	3715,1186	10,2	37894,20972	425833,209	3077,61	273,8715448
1	3798,5771	7,14	27121,840494	425833,209	3077,61	196,0167637
RDC	3243,9354	4,08	13235,256432	425833,209	3077,61	95,65472276
Somme						3077,61

➤ **justification vis-à-vis l'effet (P-Δ) :**

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

$$\text{Tel que : } P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ Sens X-X « longitudinale » :

Tableau IV.13. Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X.

Sens X-X						
Niveau	P_K (KN)	V_{Kx} (KN)	h_K (m)	Δ_K (m)	θ_K (m)	Observation
8	258,51	54,23	3,06	0,0029925	0,00466177	CV
7	4276,53	605,85	3,06	0,003885	0,00896182	CV
6	7879,43	1065	3,06	0,0049	0,01184731	CV
5	11672,75	1461,53	3,06	0,0059185	0,01544741	CV
4	15466,07	1802,8	3,06	0,0068215	0,01912453	CV
3	19259,39	2077,67	3,06	0,00735	0,02226547	CV
2	23265,75	2291,2	3,06	0,0071505	0,02372843	CV
1	27257,43	2440,92	3,06	0,006335	0,02311833	CV
RDC	30883,96	2498,81	4,08	0,004081	0,0123625	CV

✓ Sens Y-Y « transversale » :

Tableau IV.14. Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y.

Sens Y-Y						
Niveau	P_K (KN)	V_{Ky} (KN)	h_K (m)	Δ_K (m)	θ_K (m)	Observation
8	258,51	64,5	3,06	0,0065905	0,00863206	CV
7	4276,53	648,58	3,06	0,0066185	0,01426153	CV
6	7879,43	1096,28	3,06	0,007063	0,00575464	CV
5	11672,75	1461,88	3,06	0,007357	0,01919733	CV
4	15466,07	1769,27	3,06	0,007469	0,02133668	CV
3	19259,39	2009,19	3,06	0,0071925	0,02253097	CV
2	23265,75	2191,85	3,06	0,006426	0,02229079	CV
1	27257,43	2324,49	3,06	0,0052115	0,01997094	CV
RDC	30883,96	2379,99	4,08	0,003269	0,01039711	CV

Conclusion :

On remarque que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieures à 0,1 ce qui signifie que l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre ouvrage.

➤ Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

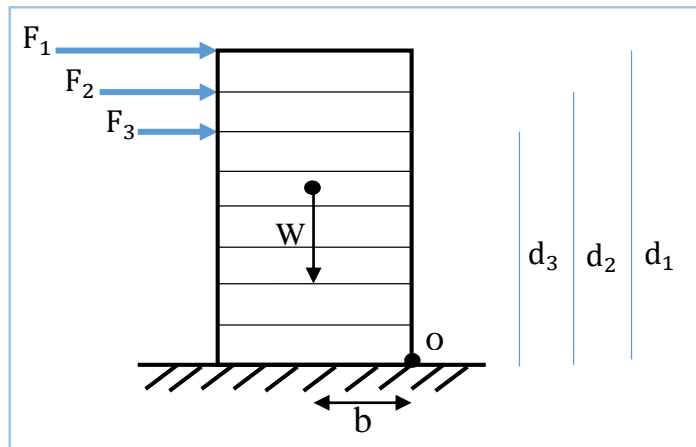


Figure IV.7. Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- $M_r = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- $M_s = M_{W/o} = W_i \times b_i$

F_i : Efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : La hauteur de niveau i mesuré à partir de la base.

b_i : Les points les plus éloigné par apport au centre de gravité pour les deux directions.

W_i : Poids de niveau i .

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$.

Tableau IV.15. Calcul de moment de renversement sens X-X.

Sens X-X			
Niveau	F_{xi} (KN)	d_i (m)	M_r (KN.m)
RDC	108,704513	4,08	443,514414
1	222,758545	7,14	1590,49601
2	311,234742	10,2	3174,59437
3	393,792467	13,26	5221,68811
4	484,667652	16,32	7909,77608
5	566,285407	19,38	10974,6112
6	633,39099	22,44	14213,2938
7	725,295275	25,5	18495,0295
8	51,3464064	28,56	1466,45337
Somme			63489,45687

Tableau IV.16. Calcul de moment de renversement sens Y-Y.

Sens Y-Y			
Niveau	F_{yi} (KN)	d_i (m)	M_r (KN.m)
RDC	95,6547228	4,08	390,271269
1	196,016764	7,14	1399,55969
2	273,871545	10,2	2793,48976
3	346,518356	13,26	4594,8334
4	426,484131	16,32	6960,22101
5	498,303815	19,38	9657,12793
6	557,353488	22,44	12507,0123
7	638,22482	25,5	16274,7329
8	45,1823583	28,56	1290,40815
Somme			55867,65638

➤ **Calcul du centre de gravité de la structure :**

Tableau IV.17. Calcul du centre de gravité de torsion.

Niveau	x_i (m)	y_i (m)
RDC	16,9	8,1
1	16,263	5,024
2	16,272	5,085
3	16,265	5,242
4	16,262	5,239
5	16,262	5,239
6	16,244	5,187
7	16,234	5,154
8	16,162	6,148
Somme	146,864	50,418

$$X_G = 16,32 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 5,602 \text{ m}$$

$$b_x = L_x - X_G = 30,24 - 16,32 = 13,92 \text{ m} \quad ; \quad b_y = L_y - Y_G = 9,75 - 5,602 = 4,148 \text{ m}$$

Tableau IV.18. Vérification du renversement.

Sens	b (cm)	W (KN)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Observation
X-X	13,92	30883,96	429904,7232	63489,45687	6,771	CV
Y-Y	4,148	30883,96	128106,6661	55867,65638	2,293	CV

Conclusion :

La condition $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$ est vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable au renversement.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7.4.3.1) du RPA99/V2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, la vérification s'effectue par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal.}$$

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

On fait les vérifications pour les poteaux les plus défavorables, et les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	50×50	2027,65	0,324	CNV
1 ^{er}	50×50	1444,22	0,231	CV
2 ^{ème}	45×45	1050,67	0,207	CV
3 ^{ème}	45×45	821,56	0,162	CV
4 ^{ème}	40×40	558,33	0,139	CV
5 ^{ème}	40×40	634,16	0,158	CV
6 ^{ème}	35×35	333,51	0,108	CV
7 ^{ème}	35×35	206,15	0,067	CV
Terrasse	35×35	92,83	0,03	CV

Commentaire :

L'effort réduit n'est pas vérifié au niveau de RDC, pour cela on doit redimensionner les sections de poteaux, les résultats sont présentées dans le tableau qui suit :

Tableau IV.20. Redimensionnement des poteaux et vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	55×60	2418,33	0,293	CV
1 ^{er}	55×60	1737,55	0,21	CV
2 ^{ème}	50×50	1135,23	0,181	CV
3 ^{ème}	50×50	889,7	0,142	CV
4 ^{ème}	45×45	671,98	0,132	CV
5 ^{ème}	45×45	512,98	0,101	CV
6 ^{ème}	40×40	357,48	0,089	CV
7 ^{ème}	40×40	216,31	0,054	CV
Terrasse	35×35	93,72	0,030	CV

CHAPITRE V
CALCUL DES ELEMENTS
PRINCIPEAUX

V. Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL91** et le **RPA99/V2003**.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Notre structure est composée de trois éléments structuraux qui sont :

- **Les poteaux** : sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et donc seront calculés en flexion composée.
- **Les poutres** : sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- **Les voiles** : sont soumis à la flexion composée.

V. 1. Combinaisons d'actions

Tableau V.1. Combinaisons d'actions.

		Combinaison d'actions	
Situations	durables	ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
		ELS	$G + Q$
	Accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$

Avec : G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : effort sismique

V. 2. Caractéristiques des matériaux

Tableau V.2. Caractéristiques des matériaux.

Matériau	Caractéristique	Situation accidentelle	Situation durable
Béton	γ_b	1,15	1,5
	f_{bu} (MPa)	18,48	14,17
	f_{c28} (MPa)	25	25
Acier	γ_s	1	1,5
	f_c (MPa)	400	400
	σ_s (MPa)	400	348

V. 3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher-poutre assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont calculés en flexion composée selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- N maximale et M correspondant (N_{\max} & M_{corr}).
- N minimale et M correspondant (N_{\min} & M_{corr}).
- M maximale et N correspondant (M_{\max} & N_{corr}).

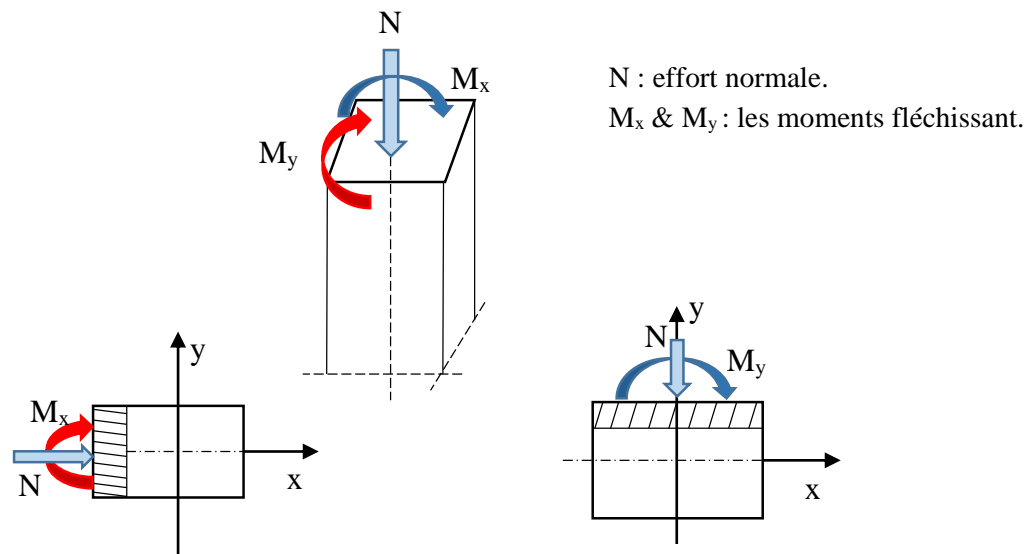


Figure V.1. Les sollicitations exercées sur le poteau.

V. 3.1. Etapes de calcul :

✓ Armatures longitudinales :

➤ Recommandation de l'RPA99/V2003 :

D'après le RPA99/V 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par:

- Le pourcentage minimal est de : 0,8% en zone II_a.
- Le pourcentage maximal est de : 4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de : $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$.
- la longueur minimale de recouvrement est de : $40\varnothing$.
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$.

➤ **Recommandation de BAEL91 :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2B}{1000}) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = b × h.

➤ **Ferraillage minimale d'après CBA93 :**

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le ferraillage des poteaux de notre structure est divisé en zones comme suit :

- **Zone 1 :** RDC au 1^{er} étage (55×60).
- **Zone 2 :** 2^{ème} au 3^{ème} étage (50×55).
- **Zone 3 :** 4^{ème} au 5^{ème} étage (45×50).
- **Zone 4 :** 6^{ème} au 7^{ème} étage (40×45).
- **Zone 5 :** 8^{ème} étage (cage d'escalier) (35×35)

Les ferraillages minimaux et maximaux pour chaque zone sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau V.3. Armatures minimales et maximales pour chaque zone.

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
1	55×60	6,6	165	3,58	26,4	99	198
2	50×55	5,5	137,5	2,98	22	82,5	165
3	45×50	4,5	112,5	2,44	18	67,5	135
4	40×45	4	90	1,95	14,4	54	108
5	35×35	4	61.25	1,33	9,8	36,75	73,5

Tableau V.4. Sollicitations obtenues par ETABS.

Zone	N, M	N _{max}	N _{min}	M _{max}	
Zone 1 (55×60)	N (KN)	-1518,08	24,7	N ₂ =671,9	N ₃ =836,4
	M _{corr} (KN.m)	16,966	27,7	M ₂ =91,81	M ₃ =123,4
Zone 2 (50×55)	N (KN)	-1048,08	6,87	N ₂ =438,4	N ₃ =325,2
	M _{corr} (KN.m)	4,72	31,67	M ₂ =94,72	M ₃ =106,24
Zone 3 (45×50)	N (KN)	-688,01	36,17	N ₂ =-237,3	N ₃ =186,46
	M _{corr} (KN.m)	3,95	23,281	M ₂ =85,85	M ₃ =80,49
Zone 4 (40×45)	N (KN)	-365,32	-106,66	N ₂ =-79,22	N ₃ =115,41
	M _{corr} (KN.m)	3,68	32,03	M ₂ =74,11	M ₃ =48,3
Zone 5 (35×35)	N (KN)	-94,1	9,08	N ₂ =-78,16	N ₃ =-61,24
	M _{corr} (KN.m)	8,38	16,3	M ₂ =27,4	M ₃ =22,85

V.3.2. Exemple de calcul de ferrailage :

✓ **Armatures longitudinales :**

D'après les sollicitations obtenues par ETABS, et à partir de la combinaison la plus défavorable, soit un poteau de zone 1 de section (55×60) cm² dans le niveau RDC :

$c = c' = 3 \text{ cm} ; L = 3,06 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,54 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$

Situation durable à l'ELU (1,35G+1,5Q) : $N_{max} = 1518,08 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = 16,966 \text{ KN.m}.$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$

Avec : $e = e_1 + e_2$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = e_0 + e_a \longrightarrow e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} \\ e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) \longrightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 \\ \lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} \longrightarrow \lambda \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ \longrightarrow \emptyset = 2 \text{ On générale.} \end{array} \right.$$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_1 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

l_0 : Hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

\emptyset : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.5. Sollicitation corrigées.

	l_f (m)	λ	α	e (cm)		N_u (KN)	$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \times e$ (KN.m)
				e_1	e_2		
Valeur	2,142	12,36	0,83	3,1	0,84	1518,08	59,812
				3,94			

Si : $\frac{l_f}{h} < \max(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h}) \longrightarrow$ pas de risque de flambement.

$3,57 < \max(15 ; 1,033) \dots\dots\dots$ CV, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$A = (0,337h - 0,81C') b \cdot h \cdot f_{bu}$

$A = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,6 \times 14,17 \times 10^3$

$A = 831,878 \text{ KN.m}.$

$$B = N_u(d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot \alpha + M_u \quad ; \quad \alpha = \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,54 - \frac{0,6}{2} = 0,24 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 59,812 + 1518,08 \times 0,24 = \mathbf{424,151 \text{ KN.m.}}$$

$$B = 1518,08 \times (0,54 - 0,03) - 424,151 = \mathbf{350,07 \text{ KN.m.}}$$

A > B Donc la section est **partiellement comprimée**.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f , puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul des armatures :**

✓ **En flexion simple :**

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{424,151 \times 10^6}{500 \times 540^2 \times 14,17} = \mathbf{0,186}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,186} < \mu_l = \mathbf{0,392} \quad \Longrightarrow \quad A'_s = \mathbf{0} \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,186}) = \mathbf{0,26}$$

$$Z_b = 54(1 - 0,4 \times 0,26) = \mathbf{48,384 \text{ cm}}$$

$$A_f = \frac{424,151 \times 10^6}{483,84 \times 348} = \mathbf{25,19 \text{ cm}^2}$$

✓ **En flexion composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{f_{ed}} = 25,19 - \frac{1518,08}{348} = \mathbf{-18,43 \text{ cm}^2} < \mathbf{0}$$

➤ **Conclusion :** $A_{adoptée} = \max(A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{minRPA})$

Les résultats de ferrailage longitudinal de tous les poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Ferrailages des poteaux.

Niveau	S (cm ²)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)	
RDC+1 ^{er}	55×60	ELU	0	3,58	26,4	4HA20+8HA16	28,65	
		08G+Q	1,85					
		G+Q±E	M ₂					0
			M ₃					0
2 ^{ème} +3 ^{ème}	50×55	ELU	0	2,98	22	4HA20+8HA14	24,89	
		08G+Q	1,97					
		G+Q±E	M ₂					0
			M ₃					1,6
4 ^{ème} +5 ^{ème}	45×50	ELU	0	2,44	18	4HA16+8HA14	20,36	
		08G+Q	0,93					
		G+Q±E	M ₂					1,33
			M ₃					2,6
6 ^{ème} +7 ^{ème}	40×45	ELU	0	1,95	14,4	4HA16+8HA14	20,36	
		08G+Q	2,08					
		G+Q±E	M ₂					5,59
			M ₃					1,8
Terrasse (cage d'escalier)	35×35	ELU	0	1,33	9,8	4HA14+4HA12	10,68	
		08G+Q	1,35					
		G+Q±E	M ₂					1,38
			M ₃					1,2

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est de : $L_r = 40\phi$.

Pour : HA20..... $L_r = 80$ cm.

HA16..... $L_r = 64$ cm.

HA14..... $L_r = 56$ cm.

HA12..... $L_r = 48$ cm.

✓ **Armatures transversales :**

Selon le RPA99/V2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec : V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.

$$\rho_a = 2,5 \dots\dots (\lambda_g \geq 5).$$

$$\rho_a = 3,75 \dots\dots (\lambda_g < 5).$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

S_t : Est l'espacement des armatures transversales.

Zone nodale (zone II) : $S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm})$.

Zone courante (zone II) : $S_t \leq 15\phi_1$.

Avec ϕ_1 : diamètre minimale des armatures longitudinale.

❖ Espacement des armatures transversales :

D'après les conditions citées avant (étapes de calcul) on a obtenu les résultats présentés ci-dessous :

Tableau V.7. Espacement des armatures transversales.

Zone	ϕ (cm)	S_t (cm)	S_t adoptée (cm)
Nodale	1,2	$S_t \leq 12$	8
Courante	1,2	$S_t \leq 18$	10

❖ Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 29,65 \text{ KN} \\ h_t = 0,60 - C - C' = 0,54 \text{ m} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,856}{0,60} = 4,76 \text{ Donc: } \lambda_g < 5 \gg \rho_a = 3,75 \end{array} \right.$$

• Dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,76 \times 29,65 \times 10^3 \times 100}{540 \times 400} = \mathbf{0,51 \text{ cm}^2}$$

Soit **4HA10** avec $A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$.

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° , ayant une longueur de $10 \Phi t = 10 \text{ cm}$.

• Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,76 \times 29,65 \times 10^3 \times 80}{540 \times 400} = \mathbf{0,41 \text{ cm}^2}$$

Soit **4HA10** avec $A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$.

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° , ayant une longueur de $10 \Phi t = 10 \text{ cm}$.

❖ Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99V2003 (Article 7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \% = \begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.On a $3 < \lambda_g = 4,76 < 5$: par interpolation on obtient : $\frac{A_t}{t.b_1} \% \geq 0,42\%$ • Dans la zone courante : $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{t.b_1} \% \geq 0,42\% \Rightarrow \frac{3,14}{10 \times 55} = 0,57\% > 0,42\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• Dans la zone nodale : $S_t = 8$ cm

$$\frac{A_t}{t.b_1} \% \geq 0,42\% \Rightarrow \frac{3,14}{8 \times 55} = 0,71\% > 0,42\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Zone courante :

Tableau V.8. Armature transversales (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% Min	Vérification
55x60	29,65	10	0,51	4,76	3,75	4HA10	3,14	0,57	0,42	CV
50x55	22,62	10	0,43	3,89	3,75	4HA10	3,14	0,62	0,42	CV
45x50	24,08	10	0,51	4,28	3,75	4HA10	3,14	0,69	0,42	CV
40x45	23,25	10	0,55	4,76	3,75	4HA10	3,14	0,75	0,42	CV
35x35	5,94	10	0,12	6,12	2,5	4HA8	2,01	0,57	0,3	CV

➤ Zone nodale :

Tableau V.9. Armature transversale (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% Min	Vérification
55x60	29,65	8	0,41	4,76	3,75	4HA10	3,14	0,71	0,42	CV
50x55	22,62	8	0,34	3,89	3,75	4HA10	3,14	0,78	0,42	CV
45x50	24,08	8	0,41	4,28	3,75	4HA10	3,14	0,87	0,42	CV
40x45	23,25	8	0,44	4,76	3,75	4HA10	3,14	0,98	0,42	CV
35x35	5,94	8	0,10	6,12	2,5	4HA8	2,01	0,71	0,3	CV

✓ **Vérifications :**

➤ **A l'ELU :**

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

La combinaison (ELU) donne l'effort tranchant max :

$V_{u\max} = 29,65 \text{ KN.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29,65 \times 10^3}{550 \times 540} = 0,099 \text{ MPa.}$

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

$\tau_u = 0,099 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$

❖ **Vérification au cisaillement (contraintes tangentielles) (RPA 2003 Art 7.4.3.2) :**

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29,65 \times 10^3}{550 \times 540} = 0,099 \text{ MPa.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b}\right) = \min\left(\frac{2,856}{0,55} ; \frac{2,856}{0,60}\right) = 4,76$

$\lambda_g = 4,76 < 5$ Donc : $\rho_d = 0,05$

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0,099 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
55x60	29,65	0,099	4,76	1	3,33	CV
50x55	22,62	0,091	3,89	1	3,33	CV
45x50	24,08	0,099	4,28	1	3,33	CV
40x45	23,25	0,143	4,76	1	3,33	CV
35x35	5,94	0,053	6,12	1,875	3,33	CV

➤ **A l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I}$$

$$Et : I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes.

Zone	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
1	26,99	633798,134	22,24	0,94	15	Vérifiée
2	15,4	457499,325	20,72	0,69	15	Vérifiée
3	15,72	309306,765	18,84	0,95	15	Vérifiée
4	14,58	232220,008	18,37	1,15	15	Vérifiée
5	9,77	80460,05	13,01	1,57	15	Vérifiée

❖ **Vérification de l'effort normale ultime :**

Selon le **CBA93 [art B.8.4.1]**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc il faut vérifier : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f = 0,7 . l₀longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{a \times b^2}{12} \dots \dots \text{rayon de giration.}$$

$$B_r = (a - C) \cdot (b - C')$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de l'effort normale ultime.

Zone	Section	λ	α	N _u (KN)	N _{max} (KN)	Observation
1	55x60	20,62	0,8	5643,46	1518,08	CV
2	50x55	16,60	0,813	4836,77	1048,08	CV
3	45x50	18,65	0,804	3885,81	688,01	CV
4	40x45	21,08	0,8	3041,64	365,32	CV
5	35x35	26,44	0,762	2011,67	94,1	CV

• Schémas de ferrailage des poteaux :

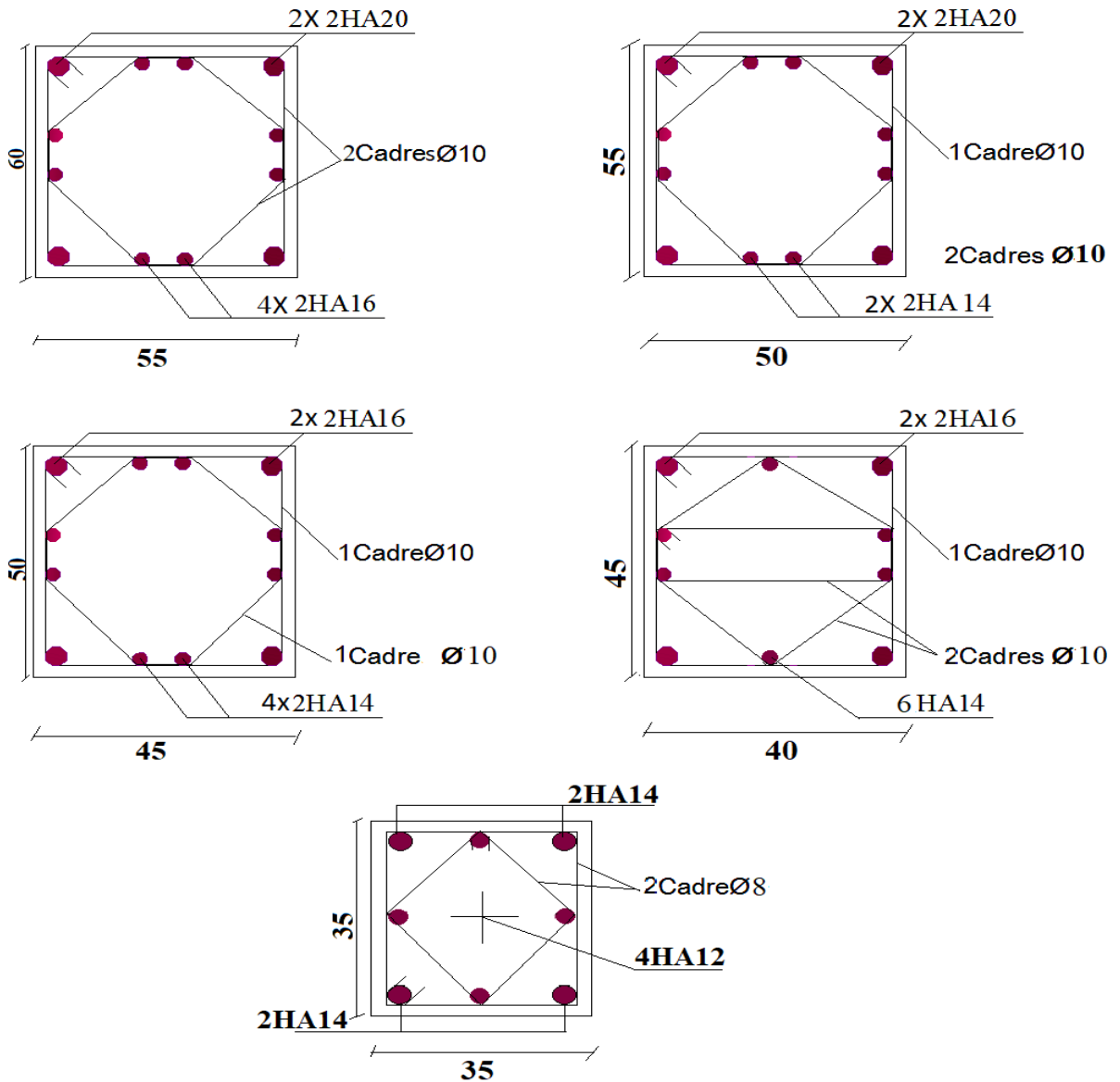


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

V. 4. Etude des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 2003 et le BAEL 91 :

- ✓ $1,35G + 1,5Q.$
- ✓ $G + Q.$
- ✓ $G + Q \pm E.$
- ✓ $0,8G \pm E.$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone **II_a**

- Poutres principales : (b, h) = (30x40).
- Poutres secondaires : (b, h) = (30x35).

V.4.1. Etape de calcul :

➤ Recommandation du RPA99/V03 en zone **II_a** : (Art 7.5.2)

✓ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,8%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0,5\% b.h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone **II_a**.
- 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 **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

✓ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) & \dots\dots \text{dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Recommandation du BAEL 91 :

✓ Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$
- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\varnothing l_{\min} \neq 0) \text{ l'espace max(ART A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

✓ **Armatures transversales :**

Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha) \cdot 0,9 \cdot f_e / \gamma_s} \text{ Avec : } A_t \text{ droites } \alpha = 90^\circ \implies \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration tr\`es nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min\{f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'o\`u le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj}^*}{0,9 \cdot f_e / \gamma_s}$$

➤ **Section minimale d'armature d'âme :**

$$\text{Volume minimal d'armatures : } \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\}.$$

$$\text{Diam\`etre des armatures d'\`ame : } \varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{1 \min}\right\}$$

$$\text{Espacement maximale : } S_{t \max} = \min\{0,9 d ; 40 \text{ cm}\}$$

V.4.2. Exemple de calcul de ferrailage :

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

✓ **Armatures longitudinales :**

❖ **Poutres porteuses (poutres principales 30x40) :**

➤ **En travée (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q) :**

$$\text{On a : } M_{u \max} = 35,851 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{35,851 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,065$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,084) = 347,9 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{35,851 \times 10^6}{347,9 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appuis :**

Sous la combinaison accidentelle G+Q+E :

$$\text{On a: } M_{a \max} = -117,174 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{117,174 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,212$$

$$\mu_{bu} = 0,212 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,212}) = 0,301$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,301) = 316,65 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{117,174 \times 10^6}{316,65 \times 348} = 10,64 \text{ cm}^2.$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G+E :

$$\text{On a: } M_{a \max} = -115,35 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{115,35 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,209$$

$$\mu_{bu} = 0,209 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,209}) = 0,296$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,296) = 317,37 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{115,35 \times 10^6}{317,37 \times 348} = 10,49 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.}$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Poutres Secondaires (30x35) :**

➤ **En travée (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q) :**

On a: $M_{u\max} = 17,18 \text{ KN.m}$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17,18 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040}) = 0,051$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,051) = 308,574 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{17,18 \times 10^6}{308,574 \times 348} = 1,6 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appuis :**

Sous la combinaison accidentelle G+Q+E :

On a: $M_{a\max} = -84,804 \text{ KN.m}$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{84,804 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,201$$

$$\mu_{bu} = 0,201 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = 0,283$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,283) = 279,342 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{84,804 \times 10^6}{279,342 \times 348} = 8,72 \text{ cm}^2.$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G+E :

On a: $M_{a\max} = -82,417 \text{ KN.m}$

Calcul du moment réduit « μ_{bu} » :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{82,417 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,195$$

$$\mu_{bu} = 0,195 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

Calcul de A_s :

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,195}) = 0,273$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,273) = 280,602 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{82,417 \times 10^6}{280,602 \times 348} = \mathbf{8,44 \text{ cm}^2}.$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.}$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_{\min} = \mathbf{0,23bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = \mathbf{1,14 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Le résultat de ferrailage longitudinal des poutres est résumé ci-dessus :

Poutres principales (30x40) :

Tableau V.13. Ferrailage de poutres principales (30x40).

Zone	localisation		M_{\max} (KN.m)	combinaison	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Zone 1	Sur appui	Sup	-126,184	G+Q-E	11,6	6	3HA16+3HA16	22,71
		Inf	124,187	0,8G+E	10,38		3HA16+3HA14	
	En travée		35,851	1,35G+1,5Q	3,20		3HA16	6,03
Zone 2	Sur appui	Sup	-117,174	G+Q-E	10,64	6	3HA16+3HA16	22,71
		Inf	115,535	0,8G+E	10,49		3HA16+3HA14	
	En travée		24,103	1,35G+1,5Q	1,96		3HA16	6,03
Zone 3	Sur appui	Sup	-110,904	G+Q-E	9,98	6	3HA16+3HA16	22,71
		Inf	109,869	0,8G+E	9,82		3HA16+3HA14	
	En travée		31,297	1,35G+1,5Q	2,57		3HA16	6,03
Zone 4	Sur appui	Sup	-77,944	G+Q-E	6,73	6	3HA16+3HA16	22,71
		Inf	77,382	0,8G+E	6,68		3HA16+3HA14	
	En travée		35,851	1,35G+1,5Q	2,96		3HA16	6,03
Zone 5	Sur appui	Sup	-17,09	G+Q-E	1,38	6	3HA16+3HA16	22,71
		Inf	15,807	0,8G+E	1,28		3HA16+3HA14	
	En travée		12,55	1,35G+1,5Q	1,01		3HA16	6,03

Poutres secondaires (30x35) :

Tableau V.14. Ferrailage de poutres secondaires (30x35).

Zone	localisation		M_{max} (KN. m)	combinaison	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{adopté}$ (cm^2)
Zone 1	Sur appui	Sup	-84,804	G+Q-E	8,72	5,25	3HA16+3HA14	19,76
		Inf	82,417	0,8G+E	8,48		3HA16+2HA14	
	En travée		17,18	1,35G+1,5Q	1,6		3HA16	6,03
Zone 2	Sur appui	Sup	-106,773	G+Q-E	9,56	5,25	3HA16+3HA14	19,76
		Inf	103,587	0,8G+E	8,73		3HA16+2HA14	
	En travée		22,752	1,35G+1,5Q	1,85		3HA16	6,03
Zone 3	Sur appui	Sup	-109,052	G+Q-E	9,79	5,25	3HA16+3HA14	19,76
		Inf	105,301	0,8G+E	9,01		3HA16+2HA14	
	En travée		26,006	1,35G+1,5Q	2,12		3HA16	6,03
Zone 4	Sur appui	Sup	-101,554	G+Q-E	9,03	5,25	3HA16+3HA14	19,76
		Inf	97,21	0,8G+E	8,60		3HA16+2HA14	
	En travée		27,21	1,35G+1,5Q	2,26		3HA16	6,03
Zone 5	Sur appui	Sup	-24,856	G+Q-E	2,03	5,25	3HA16+3HA14	19,76
		Inf	21,135	0,8G+E	1,72		3HA16+2HA14	
	En travée		20,032	1,35G+1,5Q	1,62		3HA16	6,88

✓ Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a. Poutres principales :

➤ Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4) :

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ S_t : \text{l'espacement des cours d'armatures transversales : } S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}). \end{array} \right.$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) = 40 \quad \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.} \\ A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

- Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{lmin} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 11 \text{ mm.}$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$.

➤ Selon le RPA99 version 2003 :

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.

L'espace maximal:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1) = 10 \text{ cm} \dots\dots\text{En zone nodale.} \\ S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{En zone courante.} \end{cases}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_{t \text{ adopte}} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}}) \dots\dots\dots S_t = 10 \text{ cm.}$
- En zone courante: $S_{t \text{ adopte}} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}}) \dots\dots\dots S_t = 20 \text{ cm.}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre «**HA8**».

✓ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est de : $L_r = 40\phi$.

Pour : **HA16**..... $L_r = 80 \text{ cm.}$

HA14..... $L_r = 64 \text{ cm.}$

✓ **Vérification :**

❖ **Vérification au cisaillement :**

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\text{situation durable.}$$

Tableau V.15. Vérification du cisaillement du béton.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPα)	τ̄ _u (MPα)	Observation
Poutre principale	30 x 40	228,51	2,11	3,33	C V
Poutre secondaire	30 x 35	68,02	0,72	3,33	C V

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres principales (30×40) :

Tableau V.16. Vérification des contraintes des poutres principales.

Zone	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Zone 1	Appuis	39,89	22,71	19,41	166883,258	4,63	15	CV
	Travée	35,88	6,03	12,02	69378,941	6,21	15	CV
Zone 2	Appuis	41,69	22,71	19,41	166883,258	4,83	15	CV
	Travée	34,44	6,03	12,02	69378,941	5,96	15	CV
Zone 3	Appuis	42,74	22,71	19,41	166883,258	4,97	15	CV
	Travée	36,88	6,03	12,02	69378,941	6,39	15	CV
Zone 4	Appuis	50,8	22,71	19,41	166883,258	5,90	15	CV
	Travée	43,57	6,03	12,02	69378,941	7,55	15	CV
Zone 5	Appuis	17,21	22,71	19,41	166883,258	2	15	CV
	Travée	16,91	6,03	12,02	69378,941	2,93	15	CV

Poutres secondaires (30×35) :

Tableau V.17. Vérification des contraintes des poutres secondaires.

Zone	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Zone 1	Appuis	26,41	19,76	c	111541,55	4,01	15	CV
	Travée	23,17	6,03	11,09	111541,55	5	15	CV
Zone 2	Appuis	23,23	19,76	16,96	111541,55	3,53	15	CV
	Travée	21,4	6,03	11,09	111541,55	4,62	15	CV
Zone 3	Appuis	25,75	19,76	16,96	111541,55	3,91	15	CV
	Travée	24,08	6,03	11,09	111541,55	5,2	15	CV
Zone 4	Appuis	28,34	19,76	16,96	111541,55	4,3	15	CV
	Travée	22,78	6,03	11,09	111541,55	4,92	15	CV
Zone 5	Appuis	14,24	19,76	16,96	111541,55	2,16	15	CV
	Travée	12,65	6,03	11,09	111541,55	2,73	15	CV

❖ **Vérification de la flèche :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier : Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots 1$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots 2$
- $\frac{A_s}{b_0.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots 3$

Avec : l : portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment statique.

A_s : Section d'armatures tendue.

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Vérification de la flèche.

Zone	Poutre	L (m)	h (cm)	M_t (MPa)	M_0 (MPa)	A_s (cm ²)	Observations		
							Cond 1	Cond 2	Cond 3
1	PP	3,40	40	43,57	50,8	6,03	CV	CV	CV
	PS	3,25	35	24,08	26,41	6,03	CV	CV	CV

• Schémas de ferrailage des poutres :

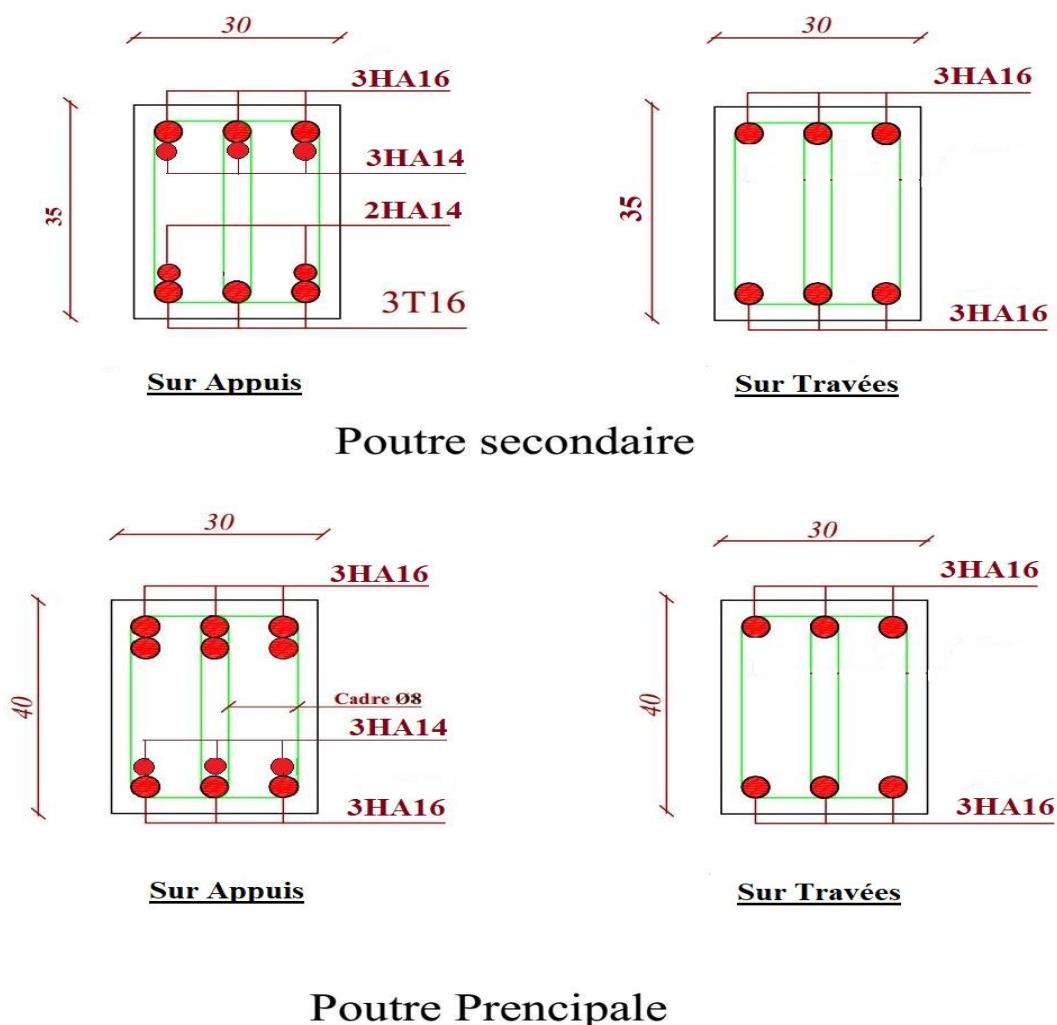


Figure V.3. Ferrailage des poutres.

V. 5. Etude des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

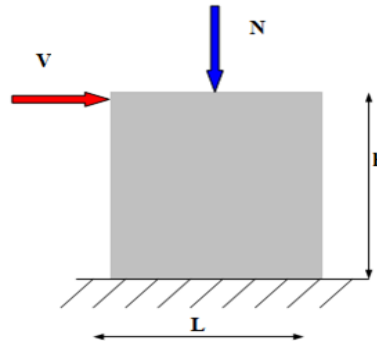


Figure V.4. Les sollicitations exercées sur les voiles.

➤ **Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

➤ **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0,8 \pm E$.
- Etat limite de service : $G + Q$.

➤ **Procédure de ferrailage des voiles :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon RPA/V2003 sous les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$.
- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$.
- $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$.

➤ **Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1) :**

✓ **Aciers verticaux :**

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0,20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit : En zone courante.....0,1 %.
Globalement dans la section du voile.....0,15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5e$ avec (e: épaisseur du voile).
 $S \leq 30$ cm.

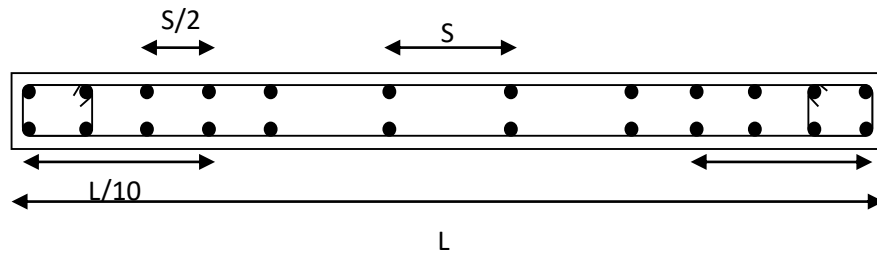


Figure V.5. Disposition des armatures verticales dans le voile.

✓ **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

✓ **Aciers transversaux :**

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA.}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile.

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40 Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.5.1. Méthode de calcul :

Le ferrailage d'un voile consiste à la détermination de ces armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme. Pour cela on a divisé la structure en quatre (4) zones de calcul :

- Zone 1 :** RDC, 1^{er} étage.
- Zone 2 :** 2^{eme} étage, 3^{eme} étage.
- Zone 3 :** 4^{eme} étage, 5^{eme} étage.
- Zone 4:** 6^{eme} étage, 7^{eme} étage.

V. 5.1.1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{M}{\Omega} + \frac{M V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{M}{\Omega} - \frac{M V}{I} \end{cases}$$

Avec : **N** : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Bras de levier, sachant que $V = \frac{L_{voile}}{2}$.

I : moment d'inertie.

V. 5.1.2. Calcul de L_t (longueur de la section tendue) :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

V. 5.1.3. Calcul de Force :

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e$$

V. 5.1.4. Calcul des armatures verticales :

$$A_V = \frac{F}{f_e}$$

✓ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1): $A_{min\ RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$; **b** : épaisseur du voile

- a. Dans la section du voile courante : $A_{min} = 0,15\% \times b \times L$.
- b. Dans la zone courante : $A_{min} = 0,10\% \times b \times L_{courante}$.

➤ **Ferrailage minimal (BAEL91) :**

- a. Section entièrement tendue (SET) : $A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; 0,005B\right)$

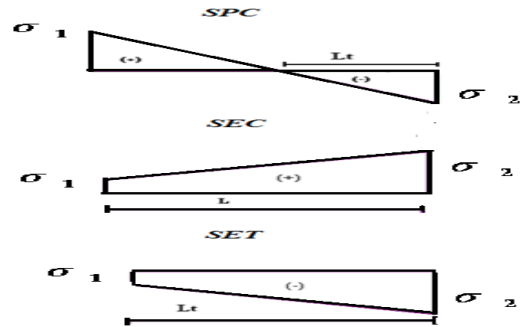


Figure V.6. Diagrammes des contraintes des sections sollicitées à la flexion composée.

b. Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{\min} \geq \max \left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; 0,005B \right)$

➤ **Les potelets :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

V. 5.1.5. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{\text{cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b₀ : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute. .

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

➤ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k}{0,8 \times f_c} \quad \text{Avec : } S_t \leq \min (1,5a ; 30 \text{ cm}).$$

- **k = 0** en cas de fissuration jugé très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- **k = 1** en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- **k = 1 + 3σ_{cm}/f_{c28}** en flexion composée avec N effort de compression.
- **k = 1 - 10σ_{tm}/f_{c28}** en flexion composée avec N effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a la reprise de bétonnage, donc on prend : **k=0**.

➤ **Armatures horizontales :**

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% \text{ b.h.}$$

V.5.2. Exemple de calcul de ferrailage :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V₁₅, (L=2,78 m) en zone 1-2 :

✓ Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas : $M_{\max} = 1193,236 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = -320,31 \text{ KN}$; $e = 20 \text{ cm}$.

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,78^3}{12} = 0,3580 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,2 \times 2,78 = 0,556 \text{ m}^2.$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{2,78}{2} = 1,39 \text{ m}^2$$

a. Armatures verticales:

✓ Calcul les sollicitations :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{-320,31}{0,556} + \frac{1193,236 \times 1,39}{0,3580} = 4218,728 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{-320,31}{0,556} - \frac{1193,236 \times 1,39}{0,3580} = -5047,182 \text{ KN/m}^2$$

Donc la section est **partiellement comprimée**.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{5047,182}{4218,728 + 5047,182} \times 2,78 = 1,51 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = \frac{5047,182 \times 1,51}{2} \times 0,2 = 762,206 \text{ KN}$$

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \frac{762,206 \times 10^3}{400} = 19,05 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures minimales de RPA 99:

$$A_{\min} = 0,20\% \times b \times L_t = 0,002 \times 20 \times 151 = 6,04 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures minimales de (BAEL91) :

$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 29,19 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures de coutures :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4V = 1,4 \times 288,42 = 403,788 \text{ KN}$$

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{403,788 \times 10^3}{400} = 11,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s \text{ cal}} = A_{VJ} + A_V = 11,10 + 19,05 = 30,15 \text{ cm}^2$$

La section d'armature verticale adoptée :

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{s \text{ cal}}) = \max(6,04 ; 30,15 ; 29,14)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 30,15 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage verticale **2HA16 + 8HA14** par nappe sur toute la longueur tendue de voile.

$$\text{Donc : } A_s = 16,34 \text{ cm}^2.$$

✓ La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{278}{10} = 27,8 \text{ cm Avec } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } L - 2(L/10) = 278 - 2(27,8) = 222,4 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b. Armature horizontale :

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_V / 4 = 16,34 / 4 = 4,08 \text{ cm}^2.$$

D'après le RPA : globalement dans la section du voile :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0,15 \% \times 20 \times 278 = 8,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [\text{RPA/V2003 ; BAEL}] = 8,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_H = 16\text{HA}10 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{face} \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 20 \text{ cm.}$$

c. Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

✓ Vérifications :

➤ A l'ELU :

❖ Vérification au cisaillement:

Selon le RPA:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 33,33 \text{ KN}$.

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \times \frac{288,42 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,9 \times 2,78)} = 0,807 \text{ MPa.}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon le BAEL:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{288,42 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,9 \times 2,78)} = 0,576 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ A l'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{320,31 \times 10^3}{200 \times 2780 + (15 \times 16,34 \times 10^2)} = 0,552 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci-dessus.

On a calculé les voiles de mêmes dimensions, on a choisi le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables.

- Résultats des ferrailages :

Voile 15 (L=2,78 m) :

Tableau V.19. Résultats des ferrailages du voile 15 (L=2,78 m).

Les sollicitations				Choix des barres/face (A_v)							Choix des barres/face (A_h)			
Zone	L_t (m)	N (KN)	M (KN.m)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{v\ min}$ (cm ²)	$A_{v\ about}$ (cm ²)	S_{tv} (cm)	$A_{v\ courante}$ (cm ²)	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/face	A_h (cm ²)/face	A_{min} (cm ²)/face	S_{th} (cm)	A_{ado} (cm ²)/face
1	1,51	-230,31	1193,236	30,15	29,19	4HA16 + 4HA14	10	10HA14	20	29,59	7,33	8,34	25	16HA10
2	1,76	-417,37	803,369	27,03	29,71	4HA16+ 4HA14	10	10HA14	20	29,59	7,33	8,49	25	11HA10
3	2,09	-415,08	438,53	19,06	30,24	8HA14	10	10HA14	20	27,71	6,92	8,64	25	11HA10
4	1,92	-79,819	124,096	5,28	30,76	4HA14+ 4HA12	10	10HA12	20	22,37	5,59	8,79	25	11HA10

Voile 9 (L=1,55 m) :

Tableau V.20. Résultats des ferrailages du voile 9 (L=1,55 m).

Les sollicitations				Choix des barres/face (A_v)							Choix des barres/face (A_h)			
Zone	L_t (m)	N (KN)	M (KN.m)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{v\ min}$ (cm ²)	$A_{v\ about}$ (cm ²)	S_{tv} (cm)	$A_{v\ courante}$ (cm ²)	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/face	A_h (cm ²)/face	A_{min} (cm ²)/face	S_{th} (cm)	A_{ado} (cm ²)/face
1	0,99	-616,66	556,496	27,5	16,275	6HA16	7	8HA14	15	24,38	6,1	4,65	25	16HA10
2	1,17	-470,57	242,891	27,24	16,275	6HA16	7	8HA14	15	24,38	6,1	4,65	25	11HA10
3	1,23	-292,53	144,208	12,048	16,8	6HA14	7	8HA12	15	18,29	4,007	4,93	25	11HA10
4	1,25	-216,95	108,229	8,79	17,115	6HA14	7	8HA12	15	18,29	4,007	4,93	25	11HA10

• Résultats des vérifications :

Voile 15 (L=2,78 m) :

Tableau V.21. Résultats des vérifications du voile 15 (L=2,78 m).

Zone	V _u (KN)	RPA		BAEL		N _{ser} (KN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
		τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)				
1	288,42	0,81	5	0,58	3,26	837,81	1,44	15	CV
2	273,59	0,75	5	0,53	3,26	726,48	1,23	15	CV
3	183,43	0,50	5	0,35	3,26	515,76	0,86	15	CV
4	65,88	0,17	5	0,10	3,26	275,5677	0,45	15	CV

Voile 9 (L=1,55 m) :

Tableau V.22. Résultats des vérifications du voile 9 (L=1,55 m).

Zone	V _u (KN)	RPA		BAEL		N _{ser} (KN)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
		τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)				
1	135,89	0,68	5	0,48	3,26	774,62	2,32	15	CV
2	129,04	0,64	5	0,46	3,26	656,91	1,96	15	CV
3	104,5	0,51	5	0,36	3,26	492,41	1,46	15	CV
4	74,25	0,36	5	0,25	3,26	267,19	0,78	15	CV

• Schémas de ferrailages des voiles :

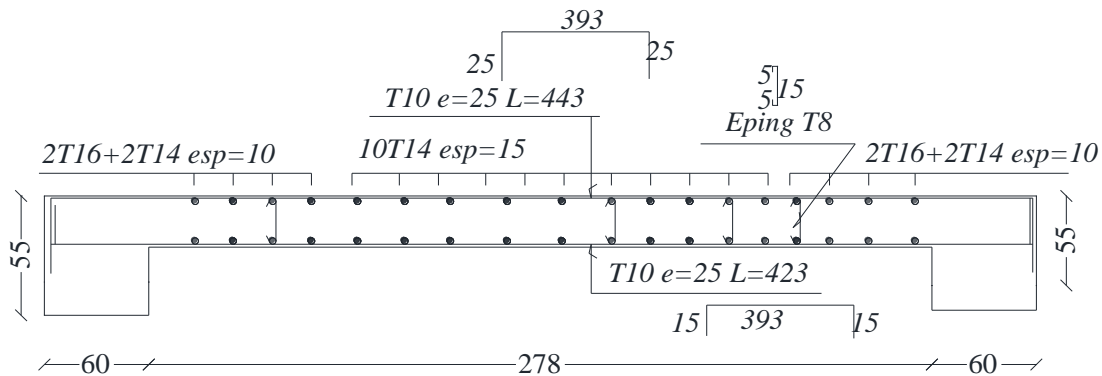


Figure V.7. Schéma de ferrailage de voile 15 (L=2,78 m) zone 1.

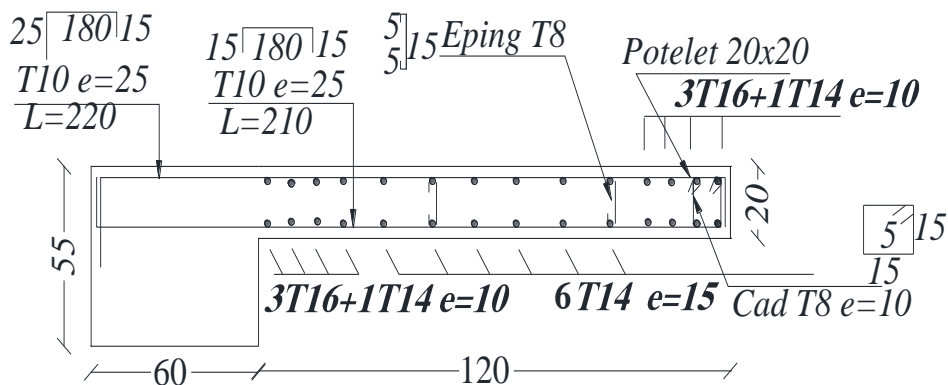


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile 9 (L=1,55 m) zone 1.

CHAPITRE VI

ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VI. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

VI.1. Etude du sol

Soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol à donner la valeur **2 bars** pour la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{\text{sol}}}$) pour une profondeur de **2 m**.

VI.2. Choix du type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

VI. 2.1. Semelles filantes :

La surface de semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \text{ d'où } S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec : S_s : Est la surface de semelles.

$N = \sum N_i$: de chaque file de poteaux.

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Si cette condition est vérifiée on adopte pour notre ouvrage des semelles filantes, sinon on adopte un radier.

Tableau VI.1. La surface revenant aux semelles.

FILE (X-X)	N _u (KN)	L (m)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	B(m)	FILE (Y-Y)	N _u (KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	B(m)
1	4127,77	10,34	200	1,99	A	1180,89	26,95	200	0,22
2	3438,51	9,75	200	1,76	B	1438,01	28,95	200	0,25
3	4888	9,75	200	2,50	C	625,90	28,85	200	0,10
4	4282,52	9,75	200	2,19	D	1513,14	30,26	200	0,25
5	5141,51	9,75	200	2,63	$\sum N_u$	4757,94			
6	4995,90	9,75	200	2,56					
7	4853,04	9,75	200	2,48					
8	4462,39	9,75	200	2,28					
9	5133,74	9,75	200	2,63					
10	4291,42	9,08	200	2,36					
$\sum N_u$	45614,39								

$$N = \sum N_i = 45614,39 + 4757,93 = \mathbf{50372,33 \text{ KN}}$$

$$S_s = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{50372,33}{200} = \mathbf{251,861m^2}$$

On a : $S_{batiment} = 281,723m^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{251,861}{281,723} = \mathbf{0,89} \Rightarrow \frac{S_s}{S_b} = \mathbf{89\%} > \mathbf{50\%}$$

- La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier.

VI. 2.2. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VI.3. Etude d'un radier

VI. 3.1. Pré-dimensionnement du radier :

VI. 3.1.1. L'épaisseur du radier :

➤ L'épaisseur minimale :

L'épaisseur minimale h_{\min} du radier doit avoir au minimum 25cm.

$$h_{\min} = 25\text{cm}$$

➤ Condition forfaitaire :

L'épaisseur de radier h_r doit satisfaire les conditions suivants :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La distance maximale entre deux files successives est de : 3,4 m.

$$0,42 \leq h_r \leq 0,68$$

➤ Condition de de rigidité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_S b}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_e : Longueur élastique (hauteur du libage).

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles.

E : Module d'élasticité.

I : Inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K_S : Coefficient de raideur du sol : $K_S = 4000 \text{ t/m}^3 \dots \dots \dots$ mauvais sol.

b : Largeur du radier

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48kL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 3,4 \text{ m}$$

$$E = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$K = 40000 \text{ kN/m}^3$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 3,4^4}{32164,195 \times \pi^4}} = 0,43 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **65 cm**.

En remarque que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

VI. 3.1.2. Radier nervuré :

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 40 \text{ cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

Soit : $b_p = 55 \text{ cm}$

Pour la dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

Soit : $h_d = 25 \text{ cm}$

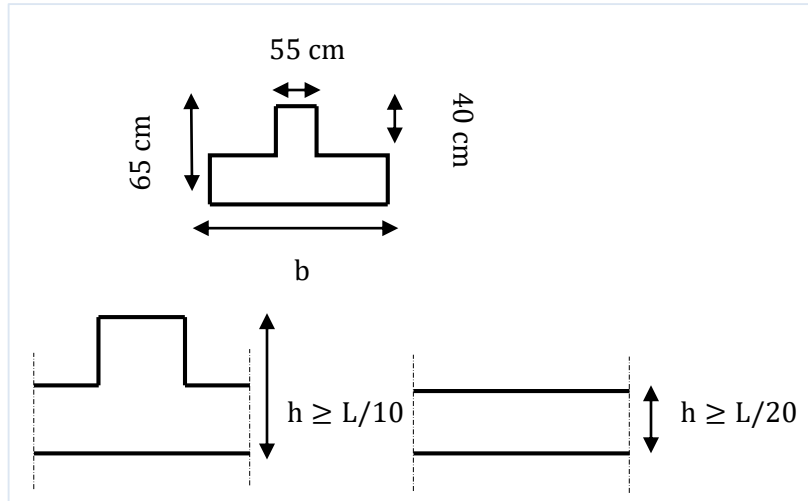


Figure VI.1. La nervure.

On adopte un radier nervuré des dimensions :

$h_p = 40 \text{ cm}$... La hauteur la nervure.

$b_p = 55 \text{ cm}$... Largeur la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$... La hauteur la dalle.

VI. 3.1.3. La surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{adm}} \gg \gg S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{\text{adm}}}$$

Avec : $N_u = 50372,33 \text{ KN}$; $N_{\text{ser}} = 36750,09 \text{ KN}$

$$\overline{\sigma}_{\text{adm}} = 2\text{bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{\text{adm}}} = \frac{50372,33}{200} = 251,86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma}_{\text{adm}}} = \frac{36750,09}{200} = 183,75 \text{ m}^2$$

On a : $S_{\text{bat}} = 281,723 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment par conséquent est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum.

VI. 3.1.4. Calcul de débordement (D) :

$$D \geq \left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{65}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 32,5 \text{ cm}$$

On prend : $D = 35 \text{ cm}$

$$D'où : S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P$$

S_{rad} : Surface de radier.

S_{bat} : Surface totale de bâtiment.

P : Périmètre de bâtiment.

$$S_{\text{rad}} = 281,723 + 0,35 \times 76,63 = 308,54 \text{ m}^2$$

VI. 3.2. Les Vérifications du radier :

VI. 3.2.1. Condition au poinçonnement (art A.5.2.4) CBA93 :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile et le poteau les plus sollicités, cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

h : L'épaisseur totale de la radier.

➤ **Sous voile :**

On fait cette vérification dans l'élément le plus sollicité soit le voile V_{15Y} ($L = 3,38$ m)

$N_u = 1286,6$ KN; $L = 3,83$ m

$\mu_c = 2(L + b + 2 h_{rad})$

$\mu_c = 2(3,38 + 0,2 + 2 \times 0,65) = 9,76$ m

$h \geq \frac{1286,6}{0,045 \times 9,76 \times \left(\frac{25}{1,5}\right)} \times 10^{-3} = 0,18$ m

$h \geq 0,18$ m condition vérifiée.

➤ **Sous les poteaux :**

$N_u = 1232,02$ KN

$\mu_c = 2(a + b + 2h_{rad})$

$\mu_c = 2(0,55 + 0,6 + 2 \times 0,65) = 4,9$ m

$h \geq \frac{1232,02}{0,045 \times 4,9 \times \left(\frac{25}{1,5}\right)} \times 10^{-3} = 0,35$ m

$h \geq 0,35$ m condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI. 3.2.2. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9 h_r = 0,585$ m ; $b = 1,15$ m

L_{max} : La plus grande portée de la dalle $L_{max} = 4,8$ m.

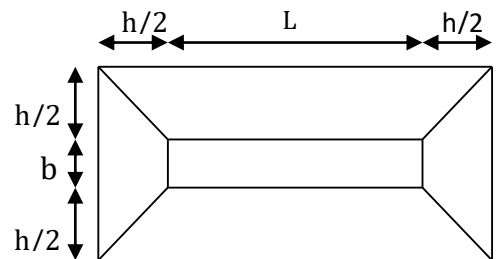


Figure VI.2. Radier sous voile.

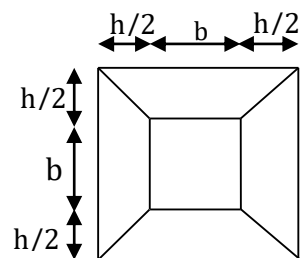


Figure VI.3. Radier sous poteau.

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

On a : $N_u = 50372,33 \text{ KN}$

$$V_u = \frac{50372,33}{308,54} \times \frac{3,4}{2} = 277,54 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{277,54}{1,15 \times 0,585} \times 10^{-3} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

✓ **Caractéristiques géométriques du radier :**

➤ **Centre de gravité du radier :**

$$X_{G \text{ rad}} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16,87 \text{ m} ; Y_{G \text{ rad}} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,33 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i D_i^2)$$

Avec :

I_i : Moment d'inertie du panneau (i).

S_i : Aire du panneau considéré (i).

D_i : Distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$I_{XX \text{ rad}} = 2849,114 \text{ m}^4$$

$$I_{YY \text{ rad}} = 19775,323 \text{ m}^4$$

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$X_{G \text{ str}} = 16,32 \text{ m} ; Y_{G \text{ str}} = 5,602 \text{ m}$$

➤ **L'excentricité :**

$$e_x = |X_{G \text{ rad}} - X_{G \text{ str}}| = 0,55 \text{ m} ; e_y = |Y_{G \text{ rad}} - Y_{G \text{ str}}| = 0,272 \text{ m}$$

VI. 3.2.3. Vérification de la contrainte normale :

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

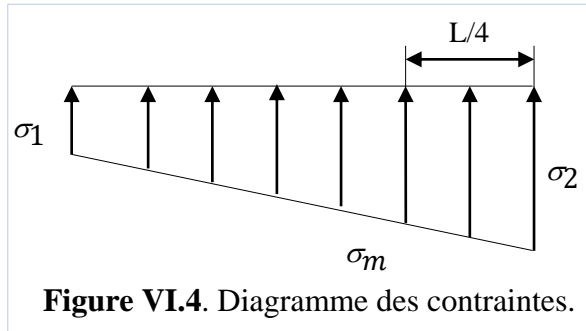
$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\sigma_{\text{adm}}$$

$$\text{avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales : $\mathbf{M} = \mathbf{N} \times \mathbf{e}$



En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	50372,33	50372,33	36750,09	36750,09
e (m)	0,55	0,272	0,55	0,272
S (m²)	308,54	308,54	308,54	308,54
M (KN.m)	27704,78	13701,27	20212,55	9996,02
V (m)	16,87	5,33	16,87	5,33
I (m⁴)	2849,114	19775,323	2849,114	19775,323
σ₁(KN/m²)	174,245	166,953	154,914	121,803
σ₂(KN/m²)	162,703	159,567	134,841	116,415
σ_{moy}(KN/m²)	171,359	165,106	149,895	120,456
σ_{adm}(KN/m²)	300	300	300	300
Observation	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

On remarque que la contrainte moyenne du radier est inférieure à la contrainte admissible de sol donc la condition de contrainte est vérifiée.

VI. 3.2.3. Vérification de la stabilité au renversement (art 10.1.5 de RPA99/version 2003) :

D'après RPA99/version 2003 le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: moment dû au séisme.

N: charge verticale permanente.

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_x = 88985,9706 \text{ KN.m} ; N = 50372,33 \text{ KN}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{88985,9706}{50372,33} = 1,76 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{4} = 7,975 \text{ m}$$

$$e_x = 1,76 \text{ m} < \frac{L_x}{4} = 7,975 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_y = 30883,96 \text{ KN.m} ; N = 50372,33 \text{ KN}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{30883,96}{50372,33} = 0,61 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{4} = 2,61 \text{ m}$$

$$e_y = 0,61 \text{ m} < \frac{L_y}{4} = 2,61 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI. 3.2.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous-pression hydrostatique, on doit vérifier : $w \geq \alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S$

Avec :

w : Poids totale du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement : ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau : $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

h : Profondeur de l'infrastructure : $h = 2,65 \text{ m}$

S : Surface du radier : $S_{\text{rad}} = 439,75 \text{ m}^2$

$$\alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S = 1,5 \times 2,65 \times 10 \times 308,54 = 12264,465 \text{ KN}$$

On a : $w = w_{\text{bat}} + w_{\text{rad}}$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{Poids du radier} \quad G_{\text{rad}} &= G(\text{dale}) + G(\text{nervure}) \\ &= (S_{\text{rad}} \times h_d \times 25) + (b \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times 25 \times \sum (L_x + L_y)) \\ &= (308,54 \times 0,25 \times 25) + (0,55 \times 0,4 \times 25 \times 195,93) \\ &= 3005,99 \text{ KN} \end{aligned}$$

Voile périphérique : $G_{\text{voile}} = 76,63 \times 2 \times 0,2 \times 25 = 766,3 \text{ KN}$

$$w_{\text{rad}} = 3005,99 + 766,3 = 3772,29 \text{ KN}$$

$$w = 30883,96 + 3772,29 \text{ KN} = 34656,25 \text{ KN} > 12264,465 \text{ KN}$$

$w \geq \alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

VI. 3.3. Ferrailage du radier (panneau) :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, Émergé en eau douce.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91/mod 99.

VI. 3.3.1. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour la valeur de α tel que : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

1^{er} cas : si $0 < \alpha < 0,4$ la dalle porte sur un seul sens.

Dans le sens de la petite portée : $M_{0X} = \frac{ql^2}{8}$

Dans le sens de la grande portée : $M_{0Y} = 0$

2^{eme} cas : $0,4 < \alpha < 1$ la dalle porte sur les deux sens.

Dans le sens de la petite portée : $M_{0X} = \mu_X \times q \times l_X^2$.

Dans le sens de la grande portée : $M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X}$.

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

➤ Pour un panneau intermédiaire :

Moment en travée : $M_{TX} = 0,75M_{0X}$; $M_{TY} = 0,75M_{0Y}$

Moment sur appuis : $M_{aX} = 0,5M_{0X}$; $M_{aY} = 0,5M_{0Y}$

➤ Pour un panneau de rive

Moment en travée : $M_{TX} = 0,85M_{0X}$; $M_{TY} = 0,85M_{0Y}$

Moment sur appuis : $M_{TX} = 0,3M_{0X}$; $M_{TY} = 0,3M_{0Y}$

Selon le BAEL 91 les moments en appuis et en travée doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25M_0$$

✓ Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est déterminé par le calcul de section rectangulaire en flexion simple.

➤ Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Section minimale :**

✓ **Sens XX :**

$$A_{Y \min} = \begin{cases} 6h_0 : f_e E500 \\ 8h_0 : f_e E400 \text{ en exprimant } h_0 \text{ en mètre} \\ 12h_0 : (\text{autres cas}) \end{cases}$$

✓ **Sens YY :**

$$A_{X \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{Y \min}$$

➤ **Espacement maximal (BAEL 91/mod 99) :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) = 20 \text{ cm}$$

✓ **Ferraillage transversal :**

Les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- $\tau_u \leq 0,05f_{c28}$

VI. 3.3.2. Application de la méthode de calcul :

➤ **Les sollicitations:**

a. **A L'ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{50372,33}{308,54} = 163,260 \text{ KN/m}^2$$

b. **A L'ELS : $v = 0,2$**

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{36750,09}{308,54} = 119,11 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité (panneau intermédiaire).

$$\alpha = \frac{L_y}{L_x} = \frac{330}{340} = 0,97$$

✓ **Calcul des moments :**

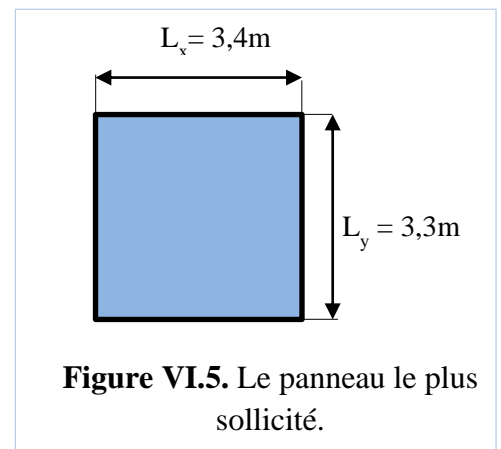
Les valeurs de μ_x et μ_y sont déterminés par :

a. **A l'ELU :**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} ; \quad \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

b. **A l'ELS :**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} ; \quad \mu_y = \alpha^2(1 + \frac{2}{3}(1 - \alpha)^2)$$



Les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau VI.3. Calcul des moments.

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
M(KN. m)	69,70	64,974	60,315	57,558
M_t (KN. m)	52,275	48,730	45,236	43,168
M_a (KN. m)	34,85	32,487	30,157	28,779

✓ **Vérification des moments :**

Tableau VI.4. Vérification des moments à l'ELU.

Sens	Moments		$M_t + \frac{(M_e + M_w)}{2}$	$1,25M_0$	Observation
Sens XX	M_0	69,70	87,125	87,125	Condition vérifié
	M_e	34,85			
	M_w	34,85			
	M_t	52,275			
Sens YY	M_0	64,974	81,217	81,217	Condition vérifié
	M_e	32,487			
	M_w	32,487			
	M_t	48,730			

Tableau VI.5. Vérification des moments à l'ELS.

Sens	Moments		$M_t + \frac{(M_e + M_w)}{2}$	$1,25M_0$	Observation
Sens XX	M_0	60,315	75,393	75,393	Condition vérifié
	M_e	30,157			
	M_w	30,157			
	M_t	45,236			
Sens YY	M_0	57,558	71,947	71,947	Condition vérifié
	M_e	28,779			
	M_w	28,779			
	M_t	43,168			

➤ **Calcul des armatures de radier :**

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$b = 1\text{m} ; h = 25\text{cm} ; d = 22,5\text{cm}$$

Les résultats de ferrailage à l'ELU sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Ferrailage de radier à l'ELU.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	μ _l	Z _b (m)	A _{S min} (cm ²)	A _{S CNF} (cm ²)	A _S (cm ²)	Choix	A _{S ad} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	52,275	0,0728	0,392	0,2164	5,2	2,716	6,93	5HA16	10,05	20
	Appuis	34,85	0,0485	0,392	0,2193	5,2	2,716	4,56	5HA16	10,05	20
Y-Y	Travée	48,730	0,0679	0,392	0,2170	5,2	2,716	6,54	5HA16	10,05	20
	Appuis	32,487	0,0452	0,392	0,2197	5,2	2,716	4,24	5HA16	10,05	20

➤ **Vérification des contraintes :**

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times Y}}{I}$$

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit vérifier que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Telle que : $\sigma_s = \eta K(d - Y)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \end{array} \right.$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les armatures haute adhérence

$\bar{\sigma}_s = \mathbf{201,63 MPa}$

Tableau VI.7. Vérification des contraintes.

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _S (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Appuis	X-X	30,157	10,05	6,865	47635,832	4,34	15	148,465	201,63	CV
	Y-Y	28,779	10,05	6,865	47635,832	4,14	15	141,681	201,63	CV
Travée	X-X	45,236	10,05	6,865	47635,832	6,51	15	198,084	201,63	CV
	Y-Y	43,168	10,05	6,865	47635,832	6,22	15	192,827	201,63	CV

• Schéma de ferrailage du radier :

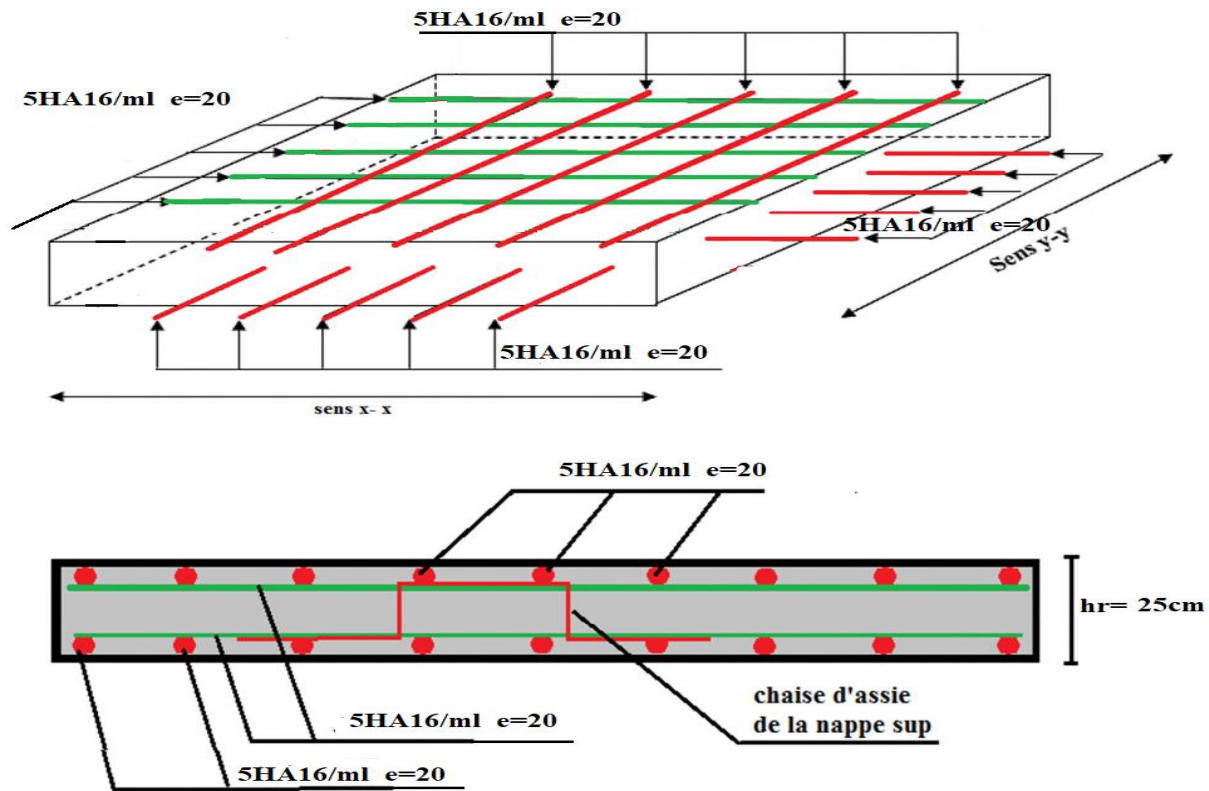


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier.

VI. 3.3.3. Ferrailage des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

➤ Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en **T** avec :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{330}{2} = 165 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{2} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 \text{ avec } b_0 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = 30 \text{ cm}$$

$$b = 115 \text{ cm}$$

Les dimensions des nervures sont :

$$b_0 = 55 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$b = 115 \text{ cm}$$

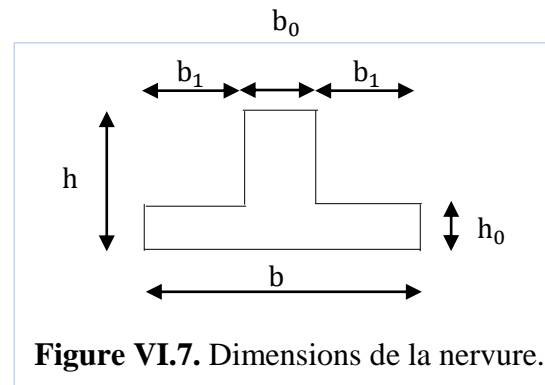


Figure VI.7. Dimensions de la nervure.

➤ **Armatures longitudinales :**

✓ **Transmission des charges des dalles aux poutres :**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- Ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

Tableau VI.8. Les formules de calcul de la transmission des charges.

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$(1 - \frac{\alpha^2}{3}) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

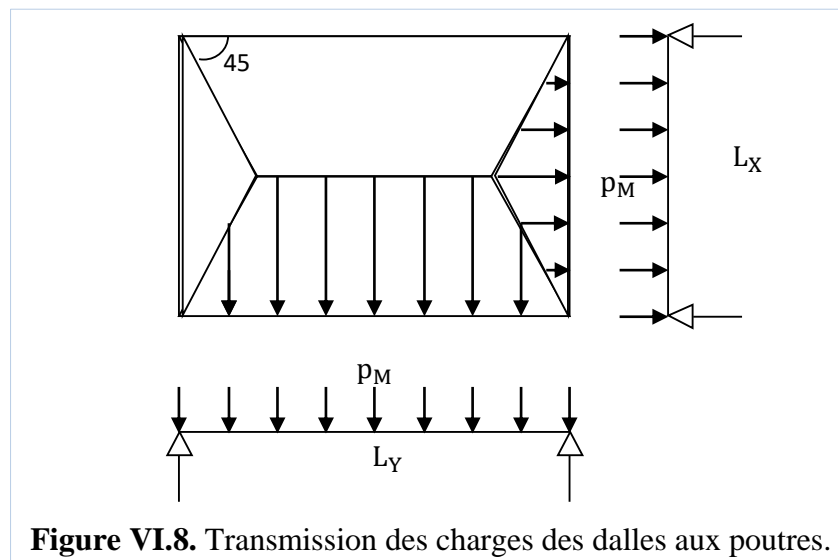


Figure VI.8. Transmission des charges des dalles aux poutres.

Remarque :

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

➤ A l'ELU :

Tableau VI.9. Les charges dues aux nervures à l'ELU (sens X-X).

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0,73033	0,71910	163,26	298,669	300,640	599,309
B-C	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
C-D	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
D-E	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
E-F	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
F-G	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
G-H	0,95588	0,94117	163,26	193,011	195,593	388,604
H-I	0,79268	0,78048	163,26	264,58	266,725	531,305

Tableau VI.10. Les charges dues aux nervures à l'ELU (sens Y-Y).

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0,9705	0,9705	163,26	184,805	184,805	369,61
2-3	0,9558	0,9558	163,26	184,509	184,509	369,018
3-4	0,9411	0,9411	163,26	184,099	184,099	368,198

➤ A l'ELS :

Tableau VI.11. Les charges dues aux nervures à l'ELS (sens X-X).

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0,73033	0,71910	119,109	217,899	219,336	437,235
B-C	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
C-D	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
D-E	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
E-F	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
F-G	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
G-H	0,95588	0,94117	119,109	140,814	142,698	283,512
H-I	0,79268	0,78048	119,109	193,032	194,495	387,527

Tableau VI.12. Les charges dues aux nervures à l'ELS (sens Y-Y).

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0,9705	0,9705	119,109	134,827	134,827	269,654
2-3	0,9558	0,9558	119,109	134,612	134,612	269,224
3-4	0,9411	0,9411	119,109	134,312	134,312	268,624

Les résultats du moment maximal dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Les moments maximaux.

Localisation	ELU		ELS	
	XX	YY	XX	YY
Appuis	728	401,4	308,01	292,9
Travée	632,3	322,4	274,3	235,2

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple. On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

$$d = 0,9h = 58,5\text{cm} ; C = 3\text{cm} ; h = 65\text{cm}$$

$$M_{tu} = 632,3 \text{ KN.m}$$

M_0 : Moment équilibre par la table de compression.

$$M_0 = F_{bu} \times b \times h_0 \times (d - 0,5h_0)$$

$$M_0 = 14,17 \times 115 \times 40 \times (58,5 - 20) \times 10^{-3}$$

$$M_0 = 2509,507 \text{ KN.m}$$

$$M_0 > M_{tu}$$

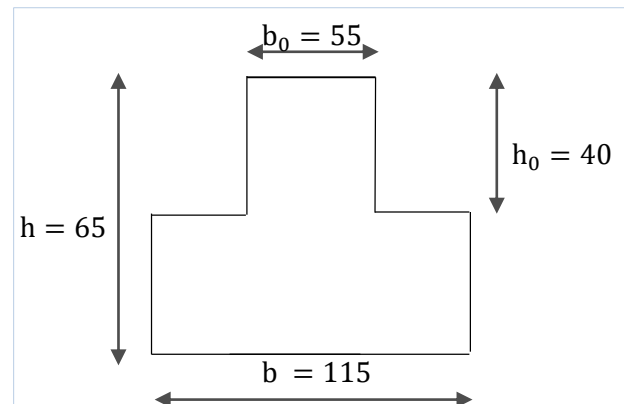


Figure VI.9. Schéma statique de nervure.

La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ($b = 115 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$)

Le ferrailage adopté est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14. Choix des armatures (sens X-X).

Localisation	M (KN.m)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Appuis	728	38,79	8HA25	39,27
Travée	632,3	33,32	8HA25	39,27

Tableau VI.15. Choix des armatures (sens Y-Y).

Localisation	M (KN.m)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Appuis	401,2	20,59	4HA20+4HA16	20,61
Travée	322,4	16,40	4HA20+4HA16	20,61

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Selon BAEL 91/mod 99 (Art 7-4-2-4) :**

La section minimale doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

b : Largeur de la nervure.

S_t : L'espacement d'armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq \min(0,9 \times 58,5 ; 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte : **S_t = 20 cm**

Donc on aura :

$$A_{t \min} \geq \frac{0,4 \times 55 \times 20}{400} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \min} \right\} \implies \phi_t \leq \min \left\{ \frac{65}{35} ; \frac{55}{10} ; 1,6 \right\} \implies \phi_t \leq 1,6 \text{ cm}$$

✓ Selon RPA 99/version 2003 (article 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales minimales est de : **A_t = 0,003 . s . b**

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

- Zone nodale : **S_t ≤ min ($\frac{h}{4}$; 12φ)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{65}{4} ; 12 \times 1,6 \right) \implies S_t \leq 16,25 \text{ cm}$$

- Zone courante : **S_t ≤ $\frac{h}{2}$**

$$S_t \leq \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

On adopte :

- Zone nodale : **S_t = 10 cm**
- Zone courante : **S_t = 15 cm**

On aura alors : **A_t = 0,003 . s . b**

- Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 55 \implies A_t = 1,65 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 55 \implies A_t = 2,475 \text{ cm}^2$

On adopte $A_t = \max (A_{t \text{ RPA}} ; A_{t \text{ BAEL}})$

Soit : **4 HA10 A_t = 3,14 cm²**

- Zone nodale : **S_t = 10 cm**
- Zone courante : **S_t = 15 cm**

➤ Vérification :

❖ A l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

On va vérifier que : $A_s > A_{CNF}$

$$A_{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 8,12 \text{ cm}^2$$

$A_s = 20,61 > A_{CNF} = 8,12 \dots \dots$ condition vérifiée

❖ A l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Telle que : $\sigma_s = \eta K (d - Y)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}) \end{array} \right.$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les armatures haute adhérence

$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Tableau VI.16. Vérifications des contraintes.

Zone	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Appui	X-X	308,01	39,27	19,888	11797750,18	5,19	15	151,21	201,63	CV
	Y-Y	292,9	39,27	19,888	11797750,18	4,93	15	143,79	201,63	CV
Travée	X-X	274,3	20,61	15,249	714236,55	5,85	15	163,15	201,63	CV
	Y-Y	235,2	20,61	15,249	714236,55	5,02	15	148,27	201,63	CV

- Schema de ferrailage des nervures :

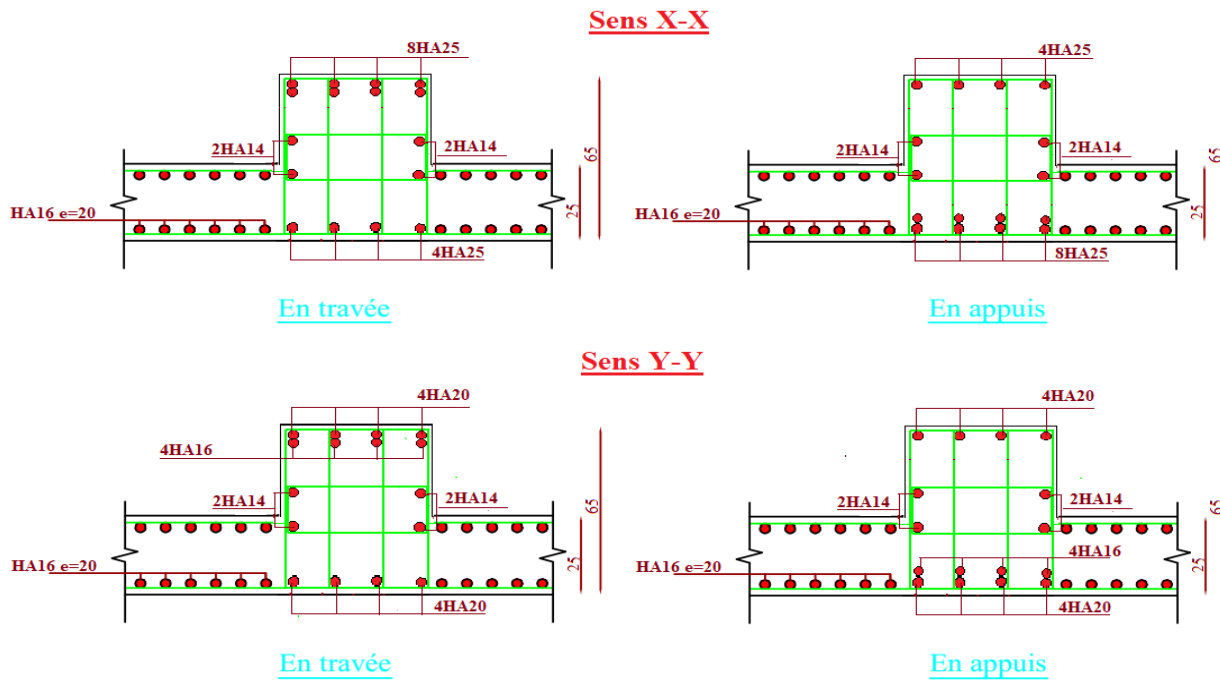


Figure VI.10. Ferrailage des nervures.

VI. 3.3.4. Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0,5 m le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h = 0,5 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,36 \text{ m}$

$q_u = 179,52 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

$q_{ser} = 131,28 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

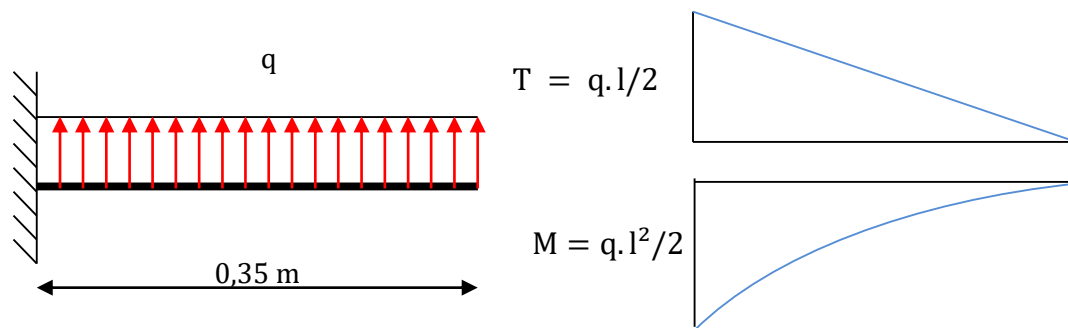


Figure VI.11. Schéma statique et diagramme des efforts de débord du radier.

❖ À l'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{163,26 \times 0,35^2}{2} \Rightarrow M_{\max} = 10 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ À l'ELS :

$$M_{\max} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{119,109 \times 0,35^2}{2} \Rightarrow M_{\max} = 7,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Calcul de de ferrailage :

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

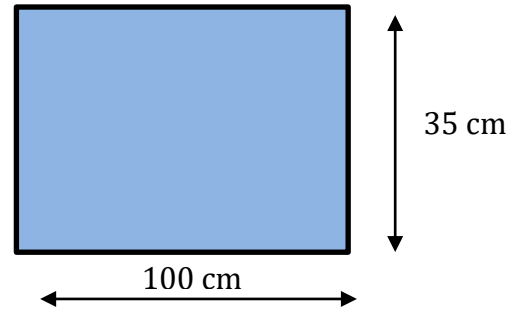


Figure VI.12. La section de ferrailage de débord du radier.

Résultats de ferrailage de débord de radier :

Tableau VI.17. Ferrailage de débord.

	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\ CNF}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\ adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
ELU	10	0,0071	0	31,365	0,916	3,8	5HA12	5,65	20
ELS	7,30	0,0051	0	31,402	0,668	3,8	5HA12	5,65	20

✓ Vérification au cisaillement (Art. A.5.1 CBA93) :

D'après l'article (Art. A.5.1) du règlement (CBA93) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$q_u = 163,26 \text{ KN} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9 h_r = 0,225 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{163,26 \times 0,35}{2} \implies V_u = 28,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,60}{1 \times 0,225} \times 10^{-3} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,127 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

VI.4. Etude de voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau de base. Il assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, capable de remplir avec les fondations, les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✓ Limiter les déplacements de la structure.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 2 m.

➤ Préconisation du RPA 99 (Art-10-1-2) :

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm ($e \geq 15$).
- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 %B dans les deux sens.
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Avec : B : Section du voile.

VI. 4.1. Dimensionnement du voile :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de : 20cm

Hauteur de : 2 m

Langueur : 76,62 m

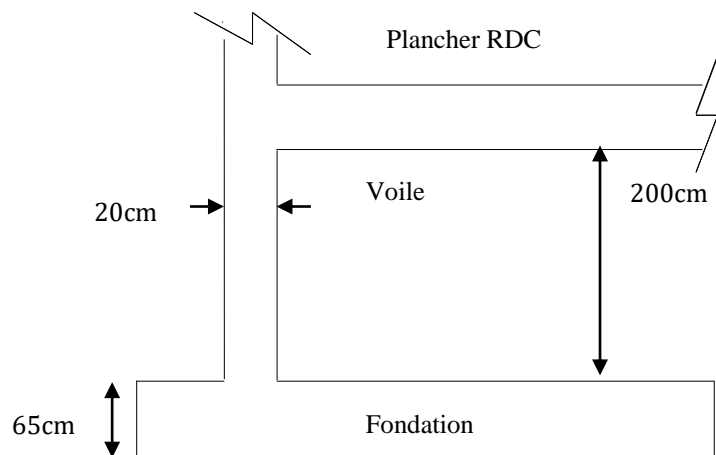


Figure VI.13. Le voile périphérique.

VI. 4.2. Détermination des sollicitations :

Le voile est soumis aux contraintes suivantes :

➤ Poussée due aux terres :

Une contrainte permanente due à la poussée des terres $\sigma_h (Z)$:

$$\sigma_h (Z) = K_0 \times \gamma_h \times Z$$

Avec : K_0 : Coefficient des terres au repos.

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 13 = 0,775$$

ϕ : Angle de frottement interne donné par le rapport de sol

γ_h : Poids volumique du remblai ($\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur considéré.

$$Z = 0 \text{ m} \quad \sigma_h(0) = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$Z = 2 \text{ m} \quad \sigma_h(2) = 0,775 \times 18 \times 2 = 27,90 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poussée due aux surcharges :**

Une contrainte éventuelle d'exploitation : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 3,875 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes totales aux quelles est soumis le voile d'infrastructure deviennent alors :

❖ **A l'ELU :**

$$Z = 0 \text{ m} : \sigma_u(0) = 1,35\sigma_h(0) + 1,5 \times \sigma_q = 5,81 \text{ KN/m}^2$$

$$Z = 2 \text{ m} : \sigma_u(2) = 1,35\sigma_h(2) + 1,5 \times \sigma_q = 43,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 34,0625 \text{ KN/m}^2$$

❖ **A l'ELS :**

$$Z = 0 \text{ m} : \sigma_{ser}(0) = \sigma_h(0) + \sigma_q = 3,875 \text{ KN/m}^2$$

$$Z = 2 \text{ m} : \sigma_{ser}(2) = \sigma_h(2) + \sigma_q = 31,775 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser \text{ moy}} = 24,8 \text{ KN/m}^2$$

VI. 4.3. Ferrailage de voile :

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

➤ **Le pourcentage minimum :**

$$A_v > 0,1\% \times b \times L = 0,01 \times 2 \times 100 \implies A_v > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0,1\% \times b \times L = 0,01 \times 2 \times 100 \implies A_H > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage sera calculer pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 mètre.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{4,45} = 0,44$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Le panneau porte sur les deux sens.

Les valeurs de μ_x et μ_y sont prise par le tableau dans le (BAEL, ANNEXE 1) :

$M_{0X} = \mu_x \times \sigma \times L_x^2$ Dans le sens de la petite portée.

$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X}$ Dans le sens de la grande portée.

- **Panneau (intermédiaire) :**

Moment en travée : $M_t = 0,75M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

- **Panneau (rive) :**

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0,3M_0$

On a : $\alpha = 0,44$

Les résultats de calcul des moments sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Moment selon les deux sens.

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens YY	Sens xx	Sens YY
μ	0,1049	0,25	0,1075	0,3155
$M(\text{KN. m})$	38,911	9,727	29,032	8,90
$M_t(\text{KN. m})$	33,074	8,268	24,677	6,67
$M_a(\text{KN. m})$	11,673	2,918	8,71	4,45

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

Tableau VI.19. Ferrailage du voile selon les deux sens.

Localisation	Sens XX					Sens YY				
	A_{\min} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Choix	A_{ad} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	Choix	A_{ad} (cm^2)
Appuis	2	3,35	20	5HA12	5,65	2	0,82	20	5HA8	2,51
Travée	2	5,09	20	5HA12	5,65	2	1,23	20	5HA8	2,51

VI. 4.4. Vérifications :

➤ **Contrainte de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser} \times y}}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

➤ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Telle que : $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \end{array} \right.$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les armatures haute adhérence $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.20. Vérification des contraintes.

Sens	Loc	M_{ser} (KN.m)	A_s adopté (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
Sens X-X	appuis	8,71	5,65	3,748	15	42,70	201,63	Vérifie
	travée	24,677	5,65	5,621	15	64,04	201,63	Vérifie
Sens Y-Y	appuis	4,45	2,51	1,950	15	46,08	201,63	Vérifie
	travée	6,67	2,51	2,923	15	69,0699	201,63	Vérifie

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

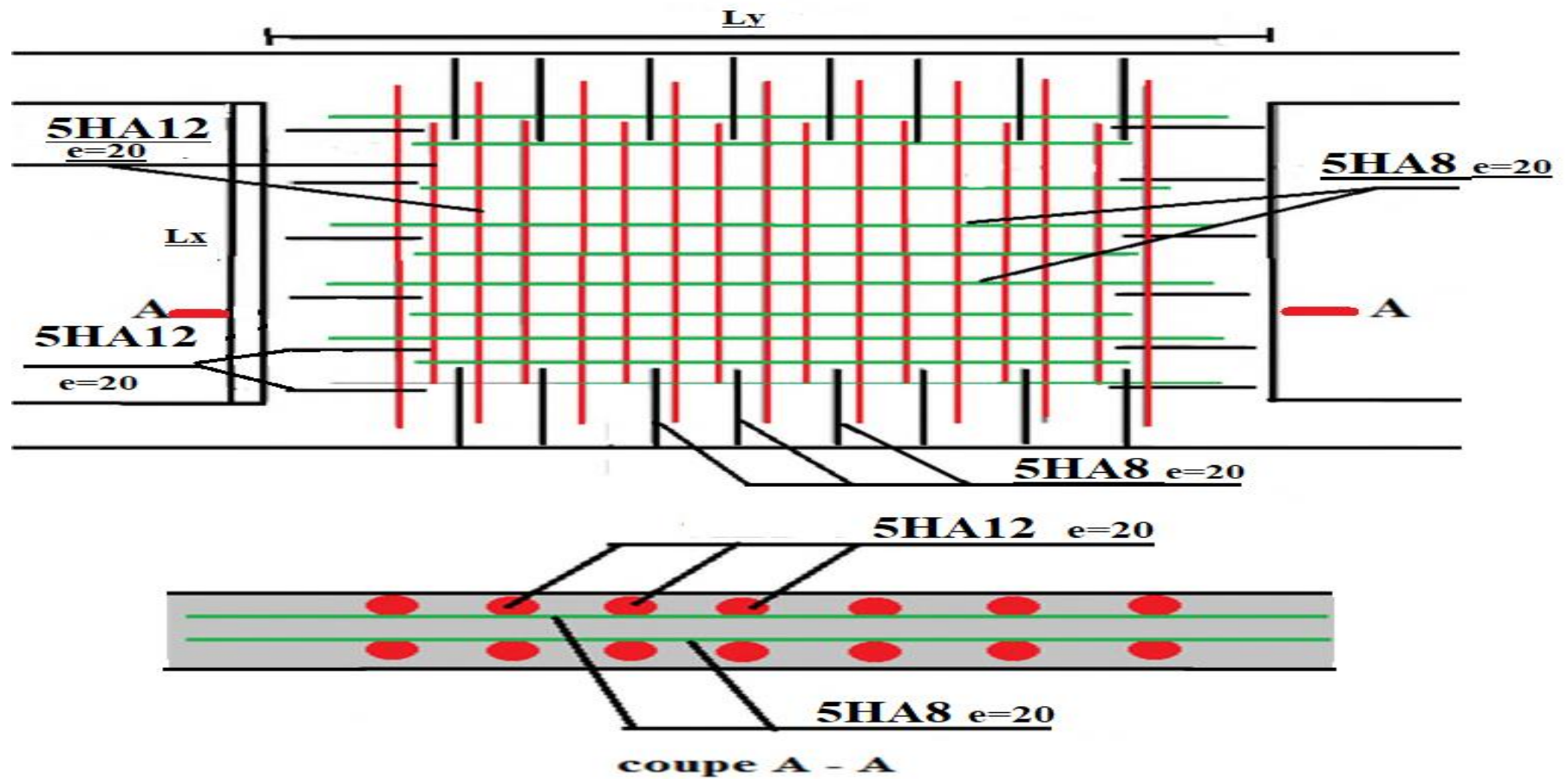


Figure VI.14. Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et des formations, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine du bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques, et nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un master pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci est dictée par des contraintes architecturales.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes:

- La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel, en utilisant le logiciel ETABS 9.7.1, qui permet d'effectuer un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs.

- Le constat de la disposition des voiles, qui est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99/ V2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, elle nous a permis de savoir que la section des poteaux adoptés au pré-dimensionnement est à augmenter.

- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure, cela nous a conduits à opter pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail présenté est le couronnement de cinq années d'études. Espérons d'avoir atteint nos objectifs et permettons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Et souhaitons qu'il soit d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

➤ **Règlements :**

- [1] **RPA version 2003** : règlement parasismique Algérien.
- [2] **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- [3] **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [4] **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Livre :**

- [1] **Manuel de Calcul de Béton Armé Selon EN 1992-1-1(12/2004) et Annexe Belge de 02/2006** : Dr Ir P. BOERAEVE.
- [2] **COURS OUVRAGES EN BETON** : Dr. MADI Rafik.

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	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					

ANNEXE2

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/x											
V/y	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

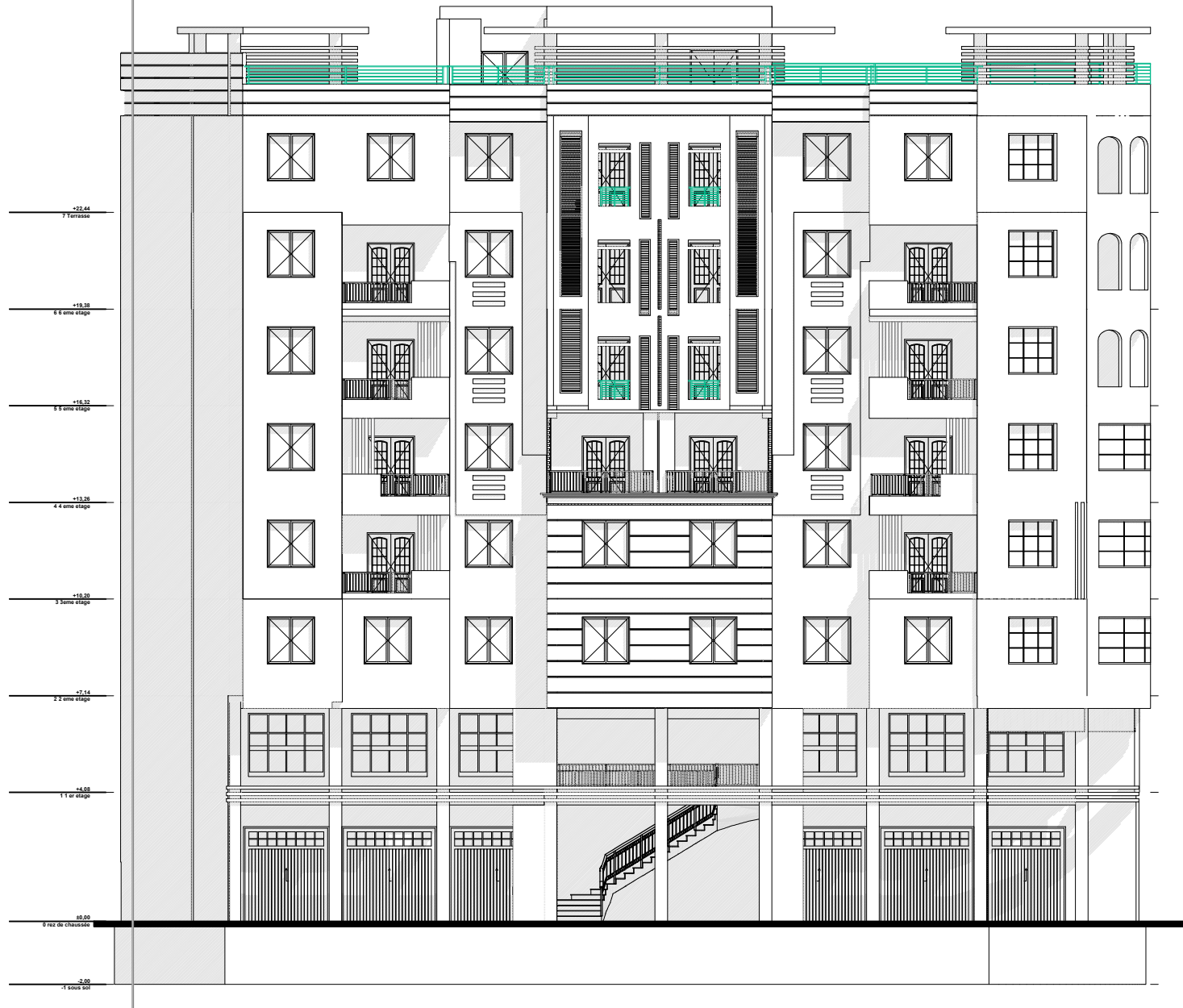
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

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

PLANS D'ARCHITECTURE
& DE FERRAILLAGES

Façade principale



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
BUREAU D'ETUDES KERMA ALI Bureau d'études et d'Engineering 		
RUE FATMA KROUMERIE DE ANASSER PHOENIX Zone Stage N°118 Bouira Tél: 031 72 02 94 - 08 00 00 10 Email: info@kermaali.com		
WILAYA:..... BOUIRA DAIRA :..... BOUIRA COMMUNE:..... BOUIRA	PROJET: REALISATION D'UNE HABITATION EN R+7 + COMMERCES ET SERVICES SISE: RUE ABAN RAMDHAN SECTION 64 LOT 127 ET LOT 128 BOUIRA	
MATRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOU YAHIA ET ATOU MOUSSA		
PLAN : façade principale	Echelle : 1/50	VISA :
ARCHITECTE : KERMA ALI	PLAN N° : 10	
INGENIEUR :	DOSSIER : PERMIS DE CONSTRUIRE	
TECHNICIEN :	DATE : 13/1/2020	
TOPOGRAPHIE :	0101 Kerma ALI - 00001 ARCHITECTURE - Bureau d'Etudes pour l'Urbanisme 0000 0001	

Façade postérieure



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
Bureau d'études et d'Engineering

RUE FATMA N°500008 Et Avenue Khoudja Zone Elmag N°18 Bouira
Tel: 034 73 83 84 - 84 83 28 98 16
Email: kermialali@gmail.com

PROJET:
REALISATION D'UNE
HABITATION EN R+7 +
COMMERCES ET SERVICES
SITE: RUE ABAN RAMDHAN
SECTION 64 LOT 127 ET LOT
128 BOUIRA

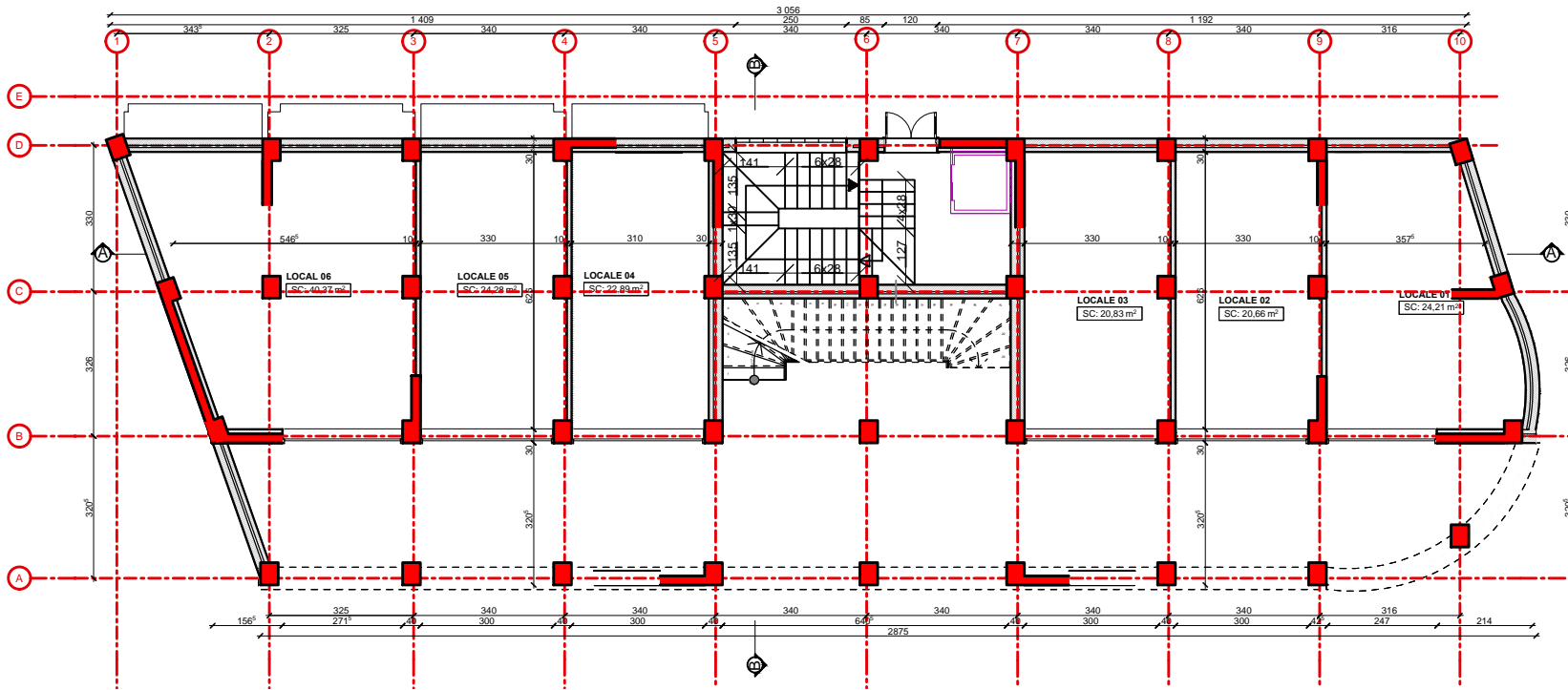
WILAYA:..... BOUIRA

DAIRA :..... BOUIRA

COMMUNE:..... BOUIRA

MAITRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOUJ YAHIA ET ATOUJ MOUSSA

PLAN : façade postérieure	Echelle : 1,50	VISA :
ARCHITECTE : KERMIA-A	PLAN N° : 12	
INGENIEUR :	DOSSIER : PERMIS DE CONSTRUIRE	
TECHNICIEN :	DATE : 13/12/2020	
TOPOGRAPHIE :	<small>ALGER: 034738384-8483289816 www.kermialali.com</small>	



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
 Bureau d'études et d'Engineering

BET KERMIA
RUE FATMA N°5 COURBES DE ANASSER KHOUA Saida Etage N°15 Bouira -
 Tél: 033 73 50 96 - 04 40 26 98 16
 Email : kermiaali@gmail.com

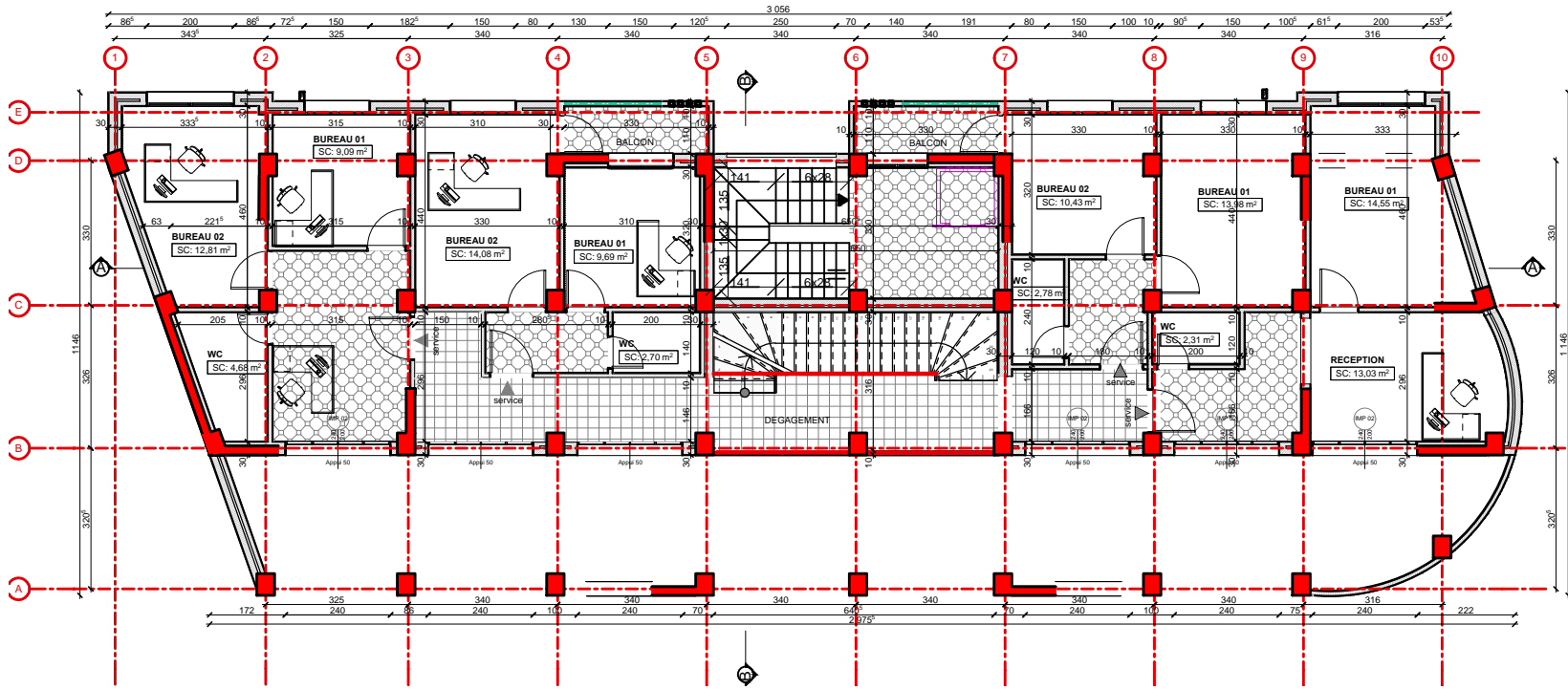
WILAYA: BOUIRA
 DAIRA: BOUIRA
 COMMUNE: BOUIRA

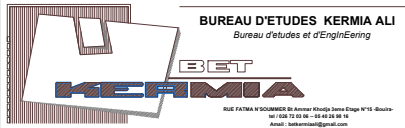
PROJET:
 REALISATION
 D'UNE HABITATION EN R+7 +
 COMMERCE ET SERVICES
 SISE: RUE ABAN RAMDHAN
 SECTION 64 LOT 127 ET LOT
 128 BOUIRA

MAITRE D'LOUVRAGE: ET ATOUI YAHIA ET ATOUI MOUSSA

PLAN:	Echelle:	VISA:
RDC	1:50	

ARCHITECTE	KERMIA-A	PLAN N°: 1
INGENIEUR		DOSSIER: PERMIS DE CONSTRUIRE
TECHNICIEN		DATE: 27/02/2020
TOPOGRAPHE		<small>D:\101 Travail multiA - 64001-ARCHITECTES201808 Anou Ouahid jsm/Anou 2018 02 27</small>





 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMA ALI
 Bureau d'études et d'Engineering

RUE FATMA BOUMMER DE ALGER BOUJOURJ SANS ETAGE N°14 - BOUJOURJ
 BP 1200 34 000 - TEL: 021 26 14 14
 Email: kermali@gmail.com

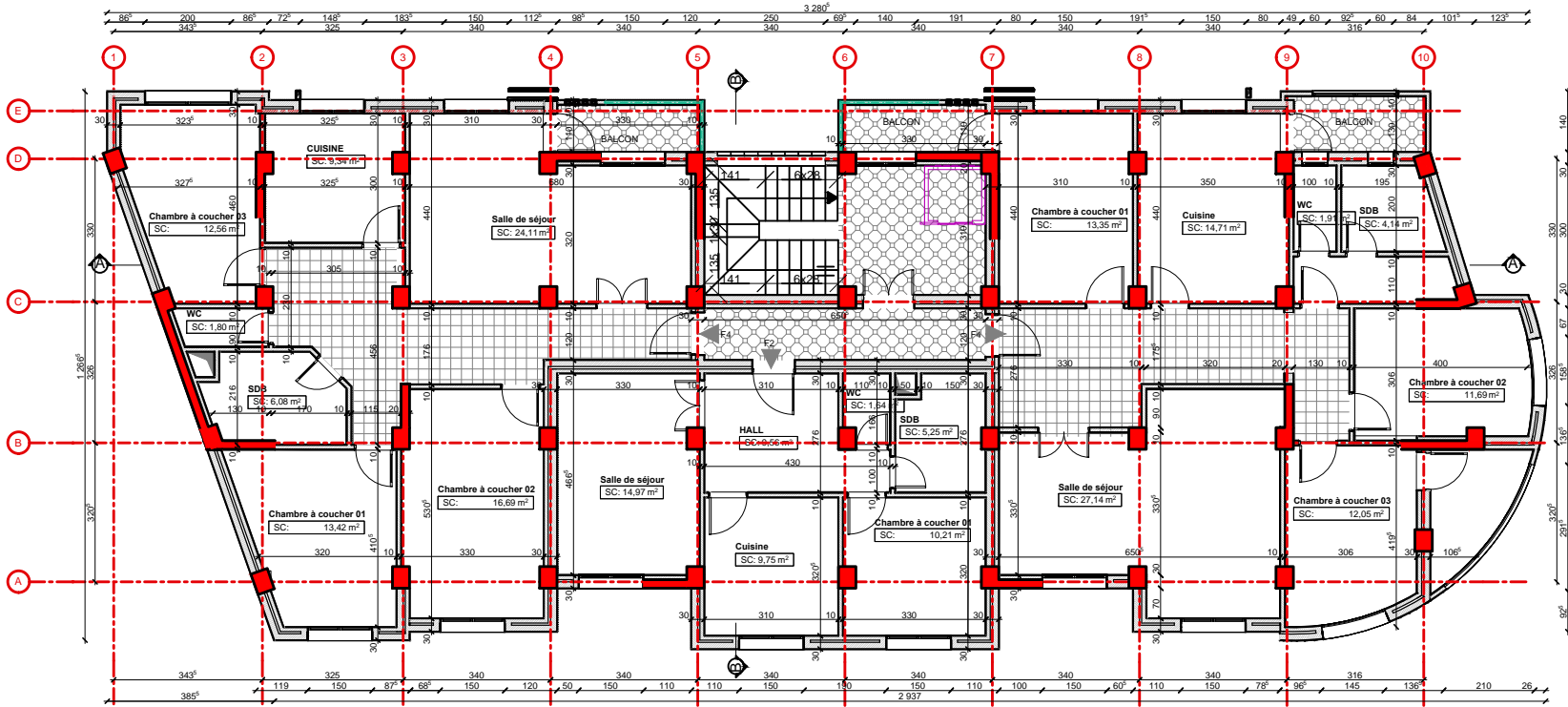
WILAYA: BOUIRA DAIRA: BOUIRA COMMUNE: BOUIRA	PROJET: REALISATION D'UNE HABITATION EN R+7 + COMMERCES ET SERVICES SISE: RUE ABAN RAMDHAN SECTION 64 LOT 127 ET LOT 128 BOUIRA
--	---

MAITRE D'OUVRAGE: ET ATOUI YAHIA ET ATOUI MOUSSA

PLAN : 1er étage	Echelle : 1:50	VISA :
---------------------	-------------------	--------

ARCHITECTE KERMA-A	PLAN N° : 2	
INGENIEUR	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE	
TECHNICIEN	DATE : 27/02/2020	
TOPOGRAPHE	<small>© 2017 Tous droits réservés. Toute réimpression ou utilisation non autorisée sans la permission écrite de l'auteur est formellement interdite.</small>

2 eme etage



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
Bureau d'études et d'Engineering

RUE FATMA W SOUMER St Avenue Khelidj 2eme Etage N°16 Bouira
tel: 034 72 02 06 - 01 42 24 36 45
Email: kermiaali@gmail.com

PROJET:
REALISATION
D'UN HABITATION EN R+7 +
COMMERCES ET SERVICES
SISE: RUE ABAN RAMDHAN
SECTION 64 LOT 127 ET LOT
128 BOUIRA

MAITRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOUYAHIA ET ATOUYMOUSSA

PLAN :
2eme étage

Echelle :
1:50

VISA :

ARCHITECTE
KERMIA A.

INGENIEUR
.....

TECHNICIEN
.....

TOPOGRAPHE
.....

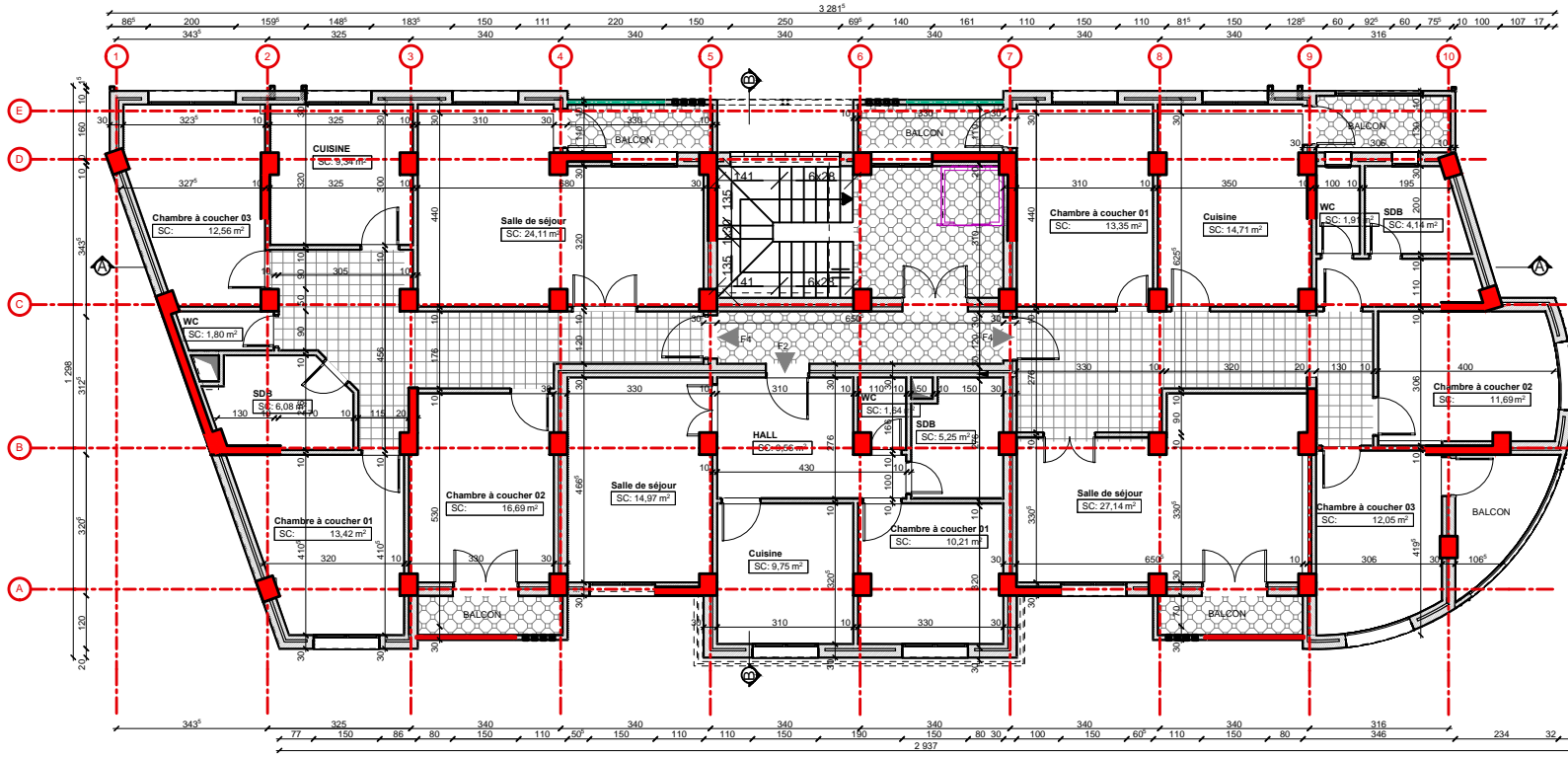
PLAN N° : 3


DOSSIER: PERMIS DE CONSTRUIRE

DATE : 27/02/2020


DIPLOME N°: 56601-AR-CH-03/2018/08 Annu. Onomast. planimétrie
Planimétrie

3eme etage




 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
 Bureau d'études et d'EnginEering


BET
KERMIA

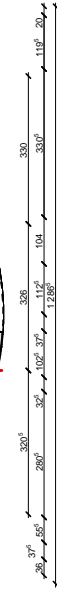
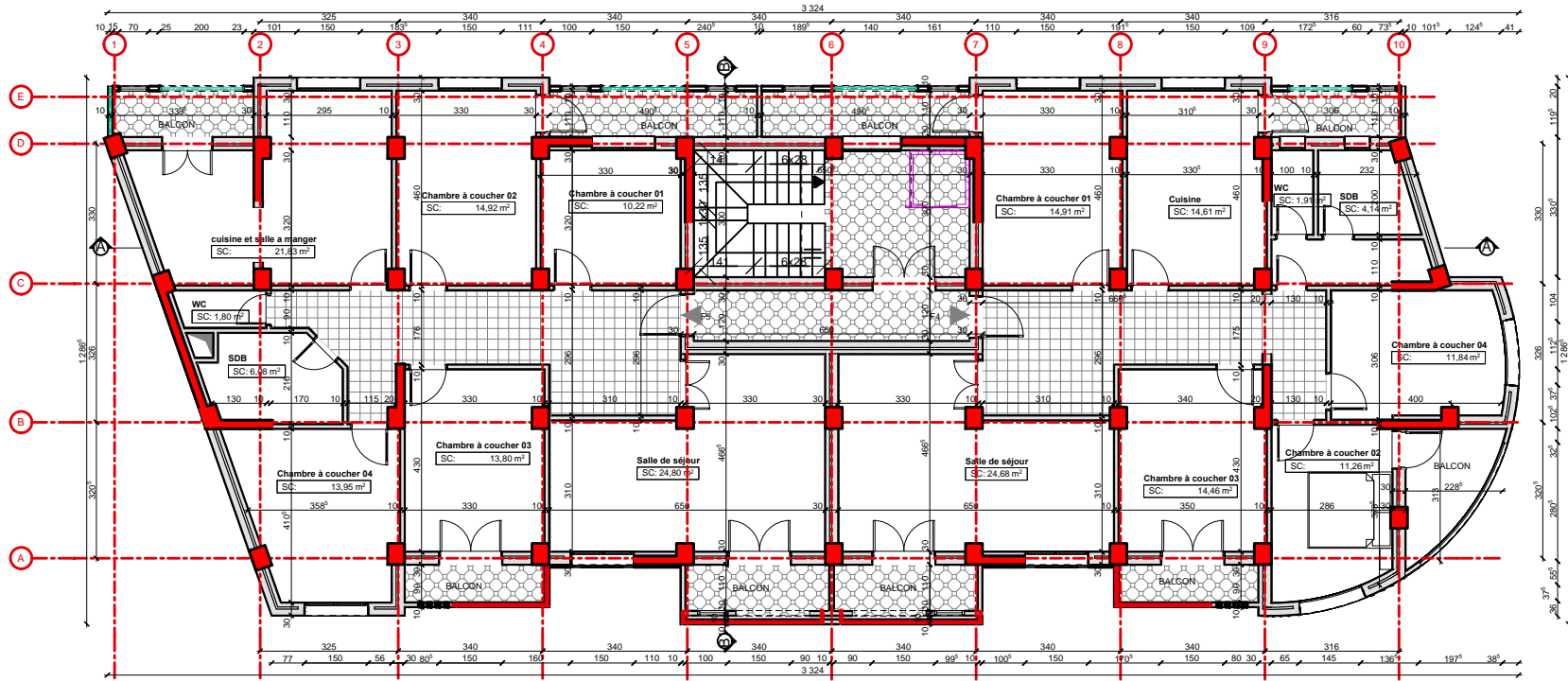
RUE FATMA S/COMMERCE St Annair Khoudj Zone Etage N°15 - Bouira
 Tél: 0344 23 81 81 - 03 44 23 81 81
 Email: betkermia@gmail.com

WILAYA:..... BOUIRA DAIRA :..... BOUIRA COMMUNE:..... BOUIRA	PROJET : REALISATION D'UNE HABITATION EN R+7 + COMMERCES ET SERVICES SISE: RUE ABAN RAMDHAN SECTION 64 LOT 127 ET LOT 128 BOUIRA
--	---

MAITRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOUYAHIA ET ATOUYMOUSSA

PLAN : 3eme etage	Echelle : 1:50	VISA :
--------------------------	-----------------------	--------

ARCHITECTE	KERMIA-A	PLAN N° : 4
INGENIEUR	DOSSIER : PERMIS DE CONSTRUIRE
TECHNICIEN	DATE : 27/02/2020
TOPOGRAPHE	Détailé par: mohamed-ABDOURACHID-BOUMELAL 0344 23 81 81



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
 Bureau d'études et d'Engineering

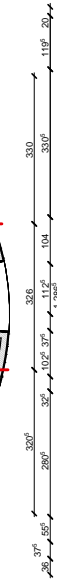
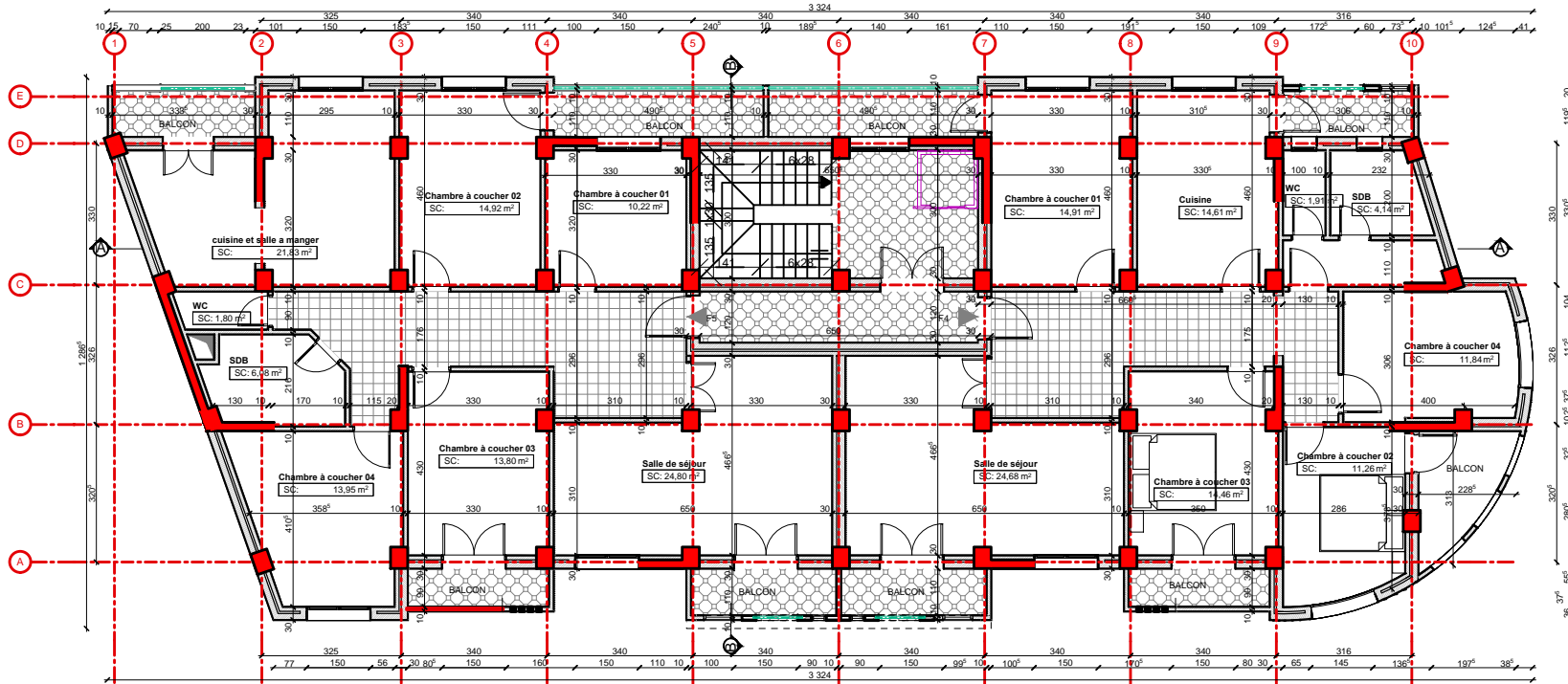
BET KERMIA
RUE FATMA N°500005 DE BOUJOURJ BOUJOURJ 3ème Etage N°16 -BOUJOURJ
 Tél: 021 72 03 06 - 08 42 26 95 94
 Email: betkermia@gmail.com

WILAYA:..... BOUIRA DAIRA :..... BOUIRA COMMUNE:..... BOUIRA	PROJET: REALISATION D'UNE HABITATION EN R+7 + COMMERCES ET SERVICES SISE: RUE ABAN RAMDHAN SECTION 64 LOT 127 ET LOT 128 BOUIRA
--	---

MAITRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOUI YAHIA ET ATOUI MOUSSA

PLAN: 4eme etage	Echelle : 1:50	VISA :
-------------------------	-----------------------	--------

ARCHITECTE KERMIA-A	PLAN N°: 5	DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE
INGENIEUR 	DATE : 27/02/2020
TECHNICIEN
TOPOGRAPHE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES KERMIA ALI
 Bureau d'études et d'Engineering

BET
KERMIA

RUE FATMA N°50/500858 St Avenue 19/04/02, Seme Etage N°15 - Bouira
 Tél: 033 72 14 16 - 033 72 14 17
 Email: betkermiaali@gmail.com

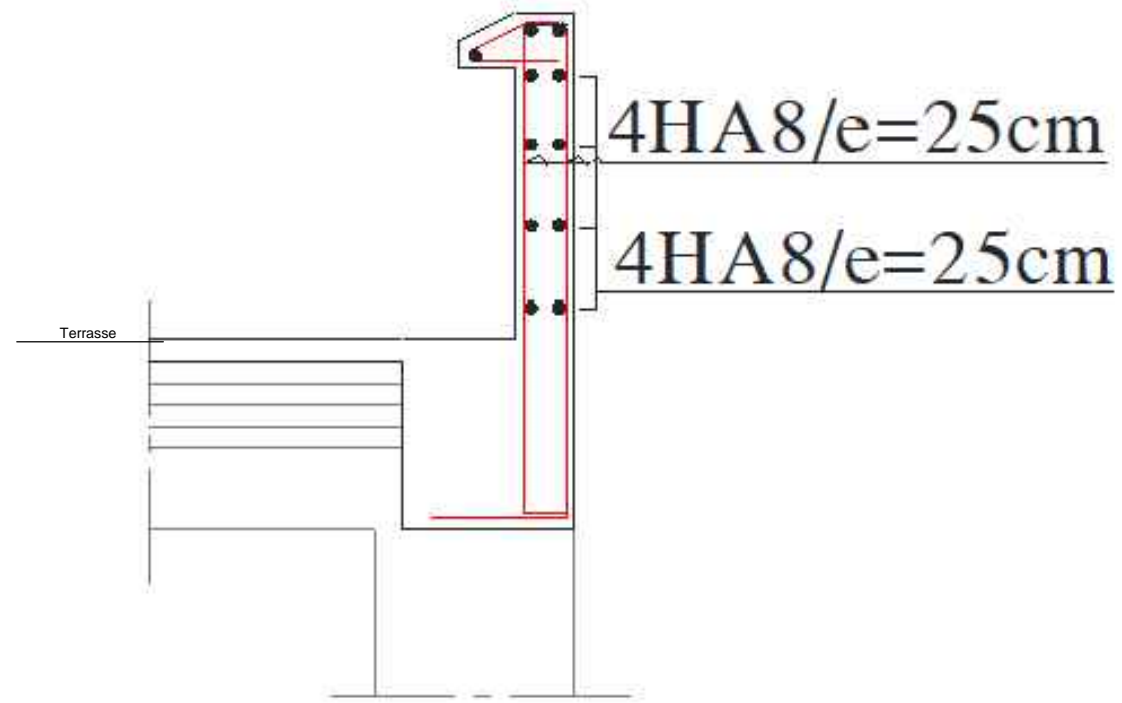
WILAYA:..... BOUIRA DAIRA :..... BOUIRA COMMUNE:..... BOUIRA	PROJET : REALISATION D'UNE HABITATION EN R+7 + COMMERCES ET SERVICES SISE: RUE ABAN RAMDHAN SECTION 64 LOT 127 ET LOT 128 BOUIRA
--	--

MAITRE D'E L'OUVRAGE: ET ATOUI YAHIA ET ATOUI MOUSSA

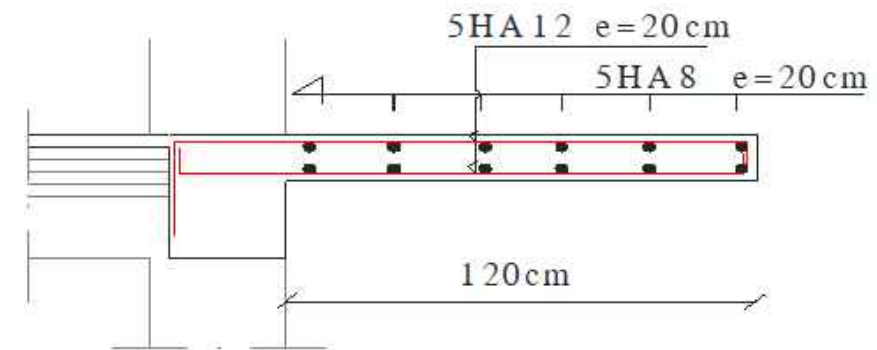
PLAN : Seme étage	Echelle : 1:50	VISA :
----------------------	-------------------	--------

ARCHITECTE : KERMIA-A	PLAN N° : 6	
INGENIEUR :	DOSSIER : PERMIS DE CONSTRUIRE	
TECHNICIEN :	DATE : 27/02/2020	
TOPOGRAPHIE :	D:\01 travail\maitra_50005\ARCHITECTE\201906\Aval Ouvrages planifield 27/02/20	

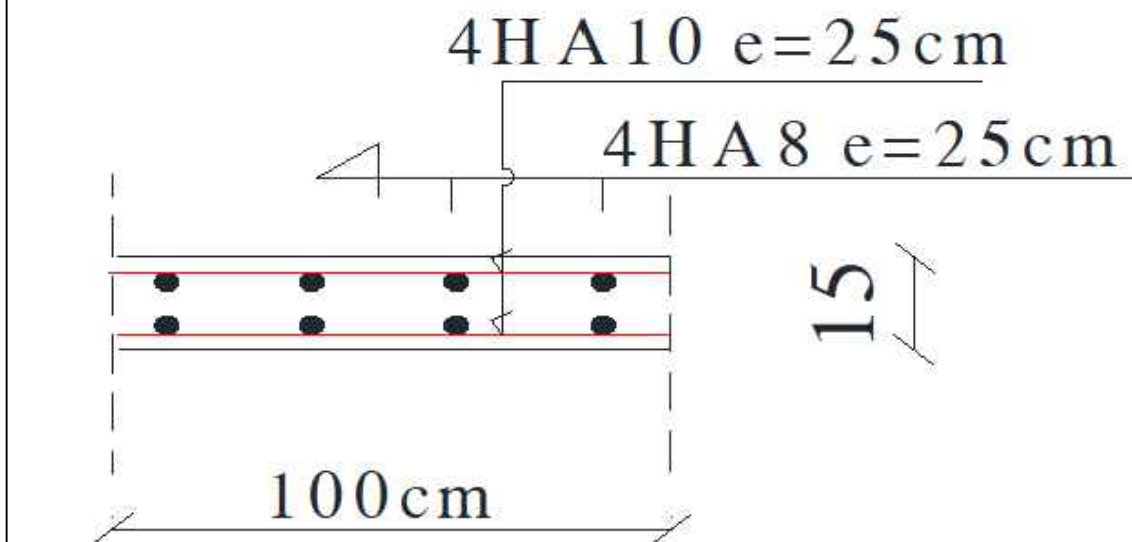
Acrotère



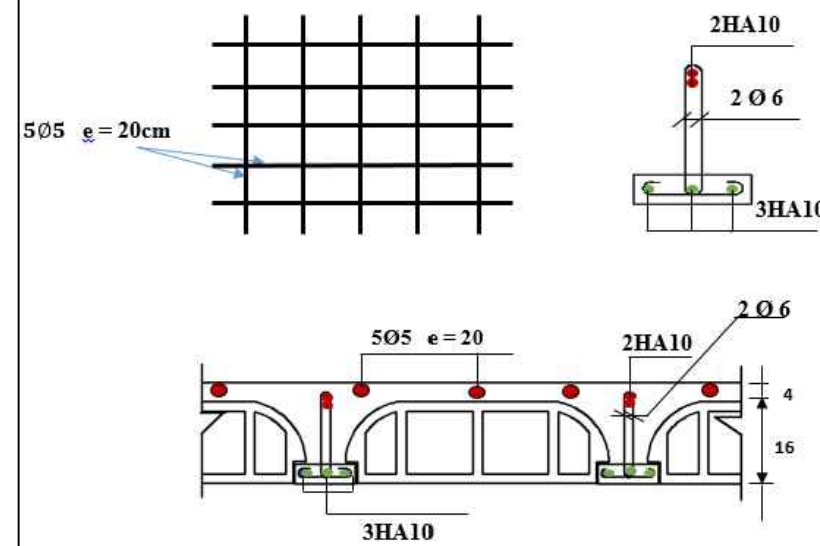
Balcon



Dalle salle machine



Ferraillage du plancher :

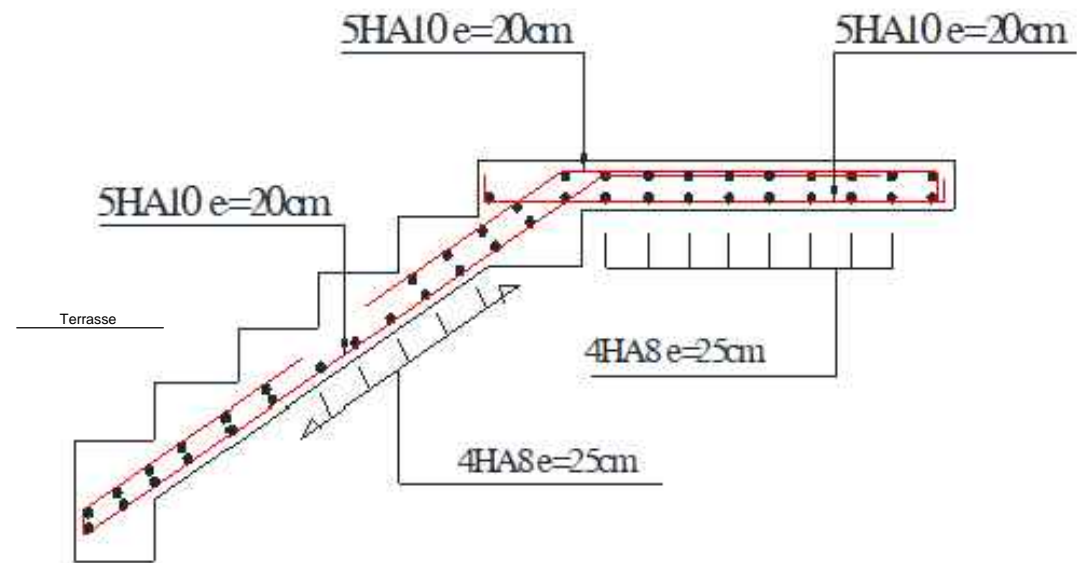


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDE

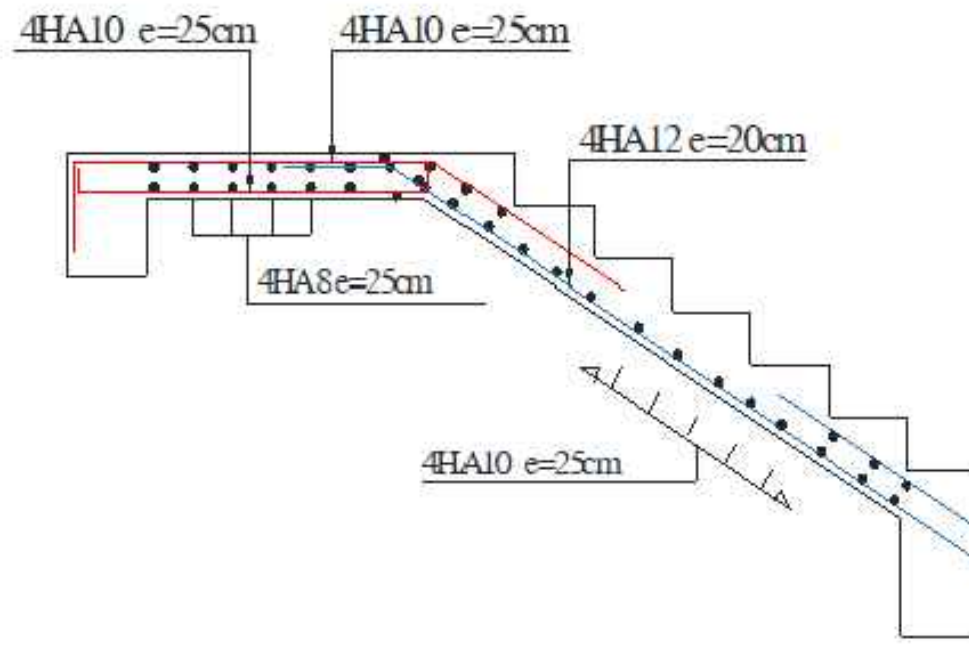
PROJET :
ÉTUDE DUN BÂTIMENT R+7 A USAGE MULTIPLE
(HABITATION +COMMERCIALE +SERVICE)
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)

PLAN :	PLAN DE FERRAILLAGE DE PLANCHER CORPS CREUX, DALLE PLEINE, ACROTÈRE		
Suivi par :	Dr BOUAMRA	Promotion	2019
Étudié par :	BOUDJEMA ALI BOURABIA IMANE NABILA	Echelle	1:5
		Plan N°	1

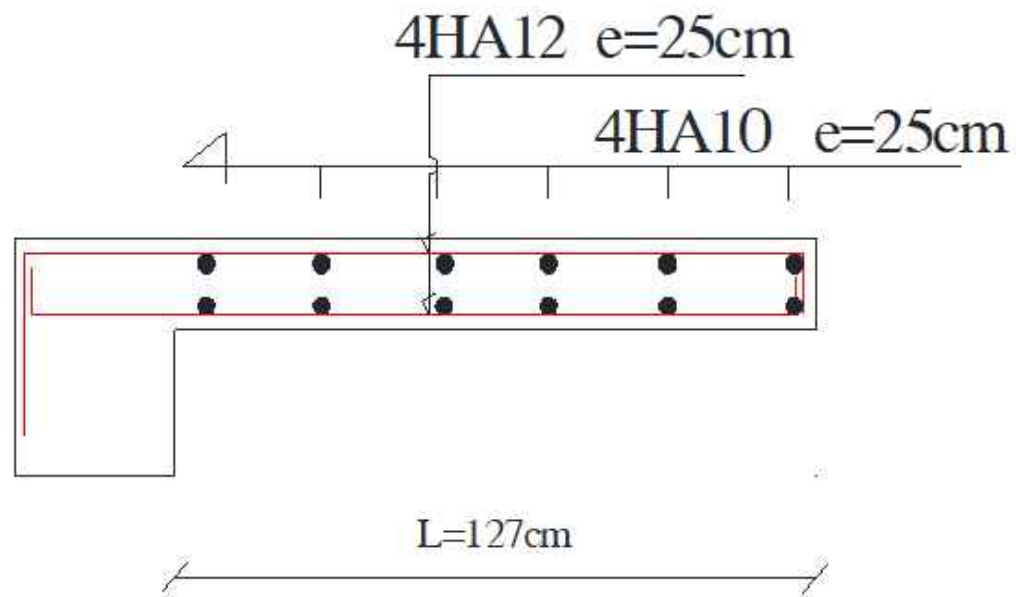
Escalier volée 1



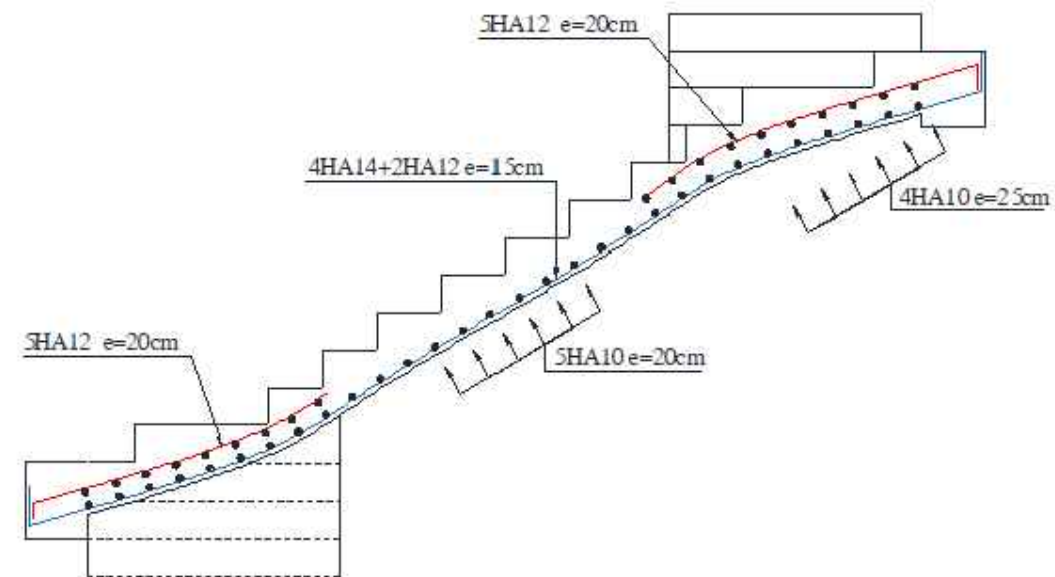
Escalier volée 2/4



Volée 3 (console)



Escalier coté service

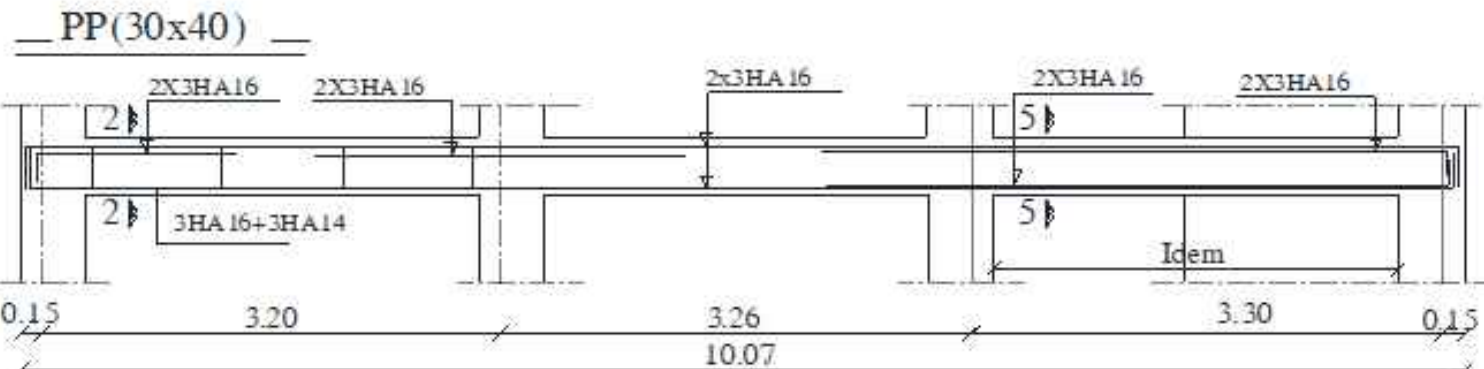
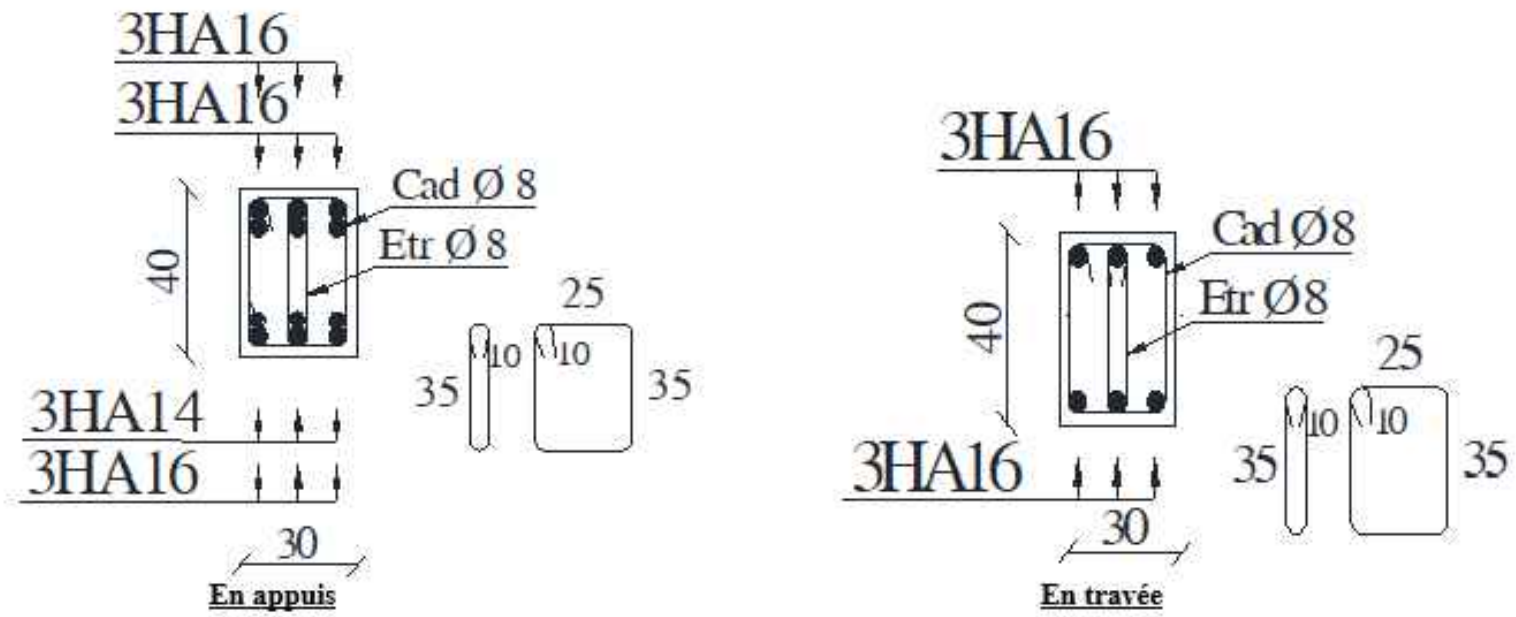


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDE

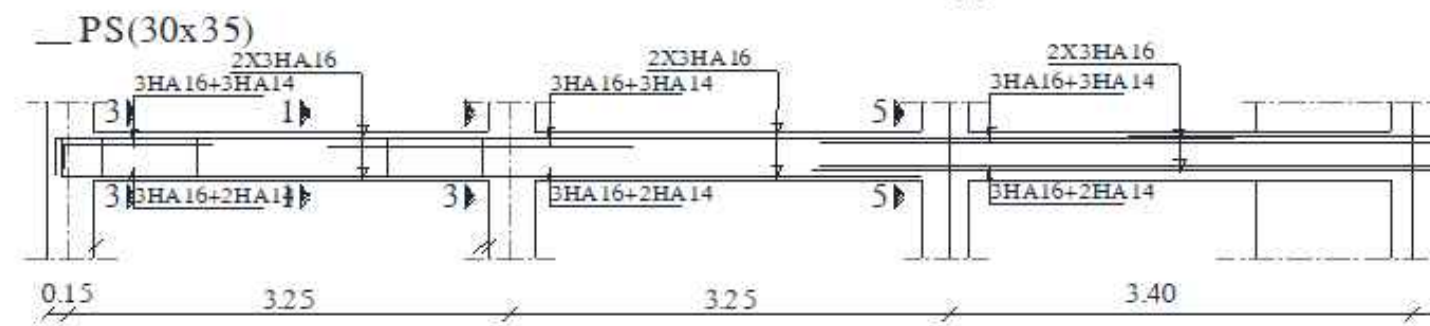
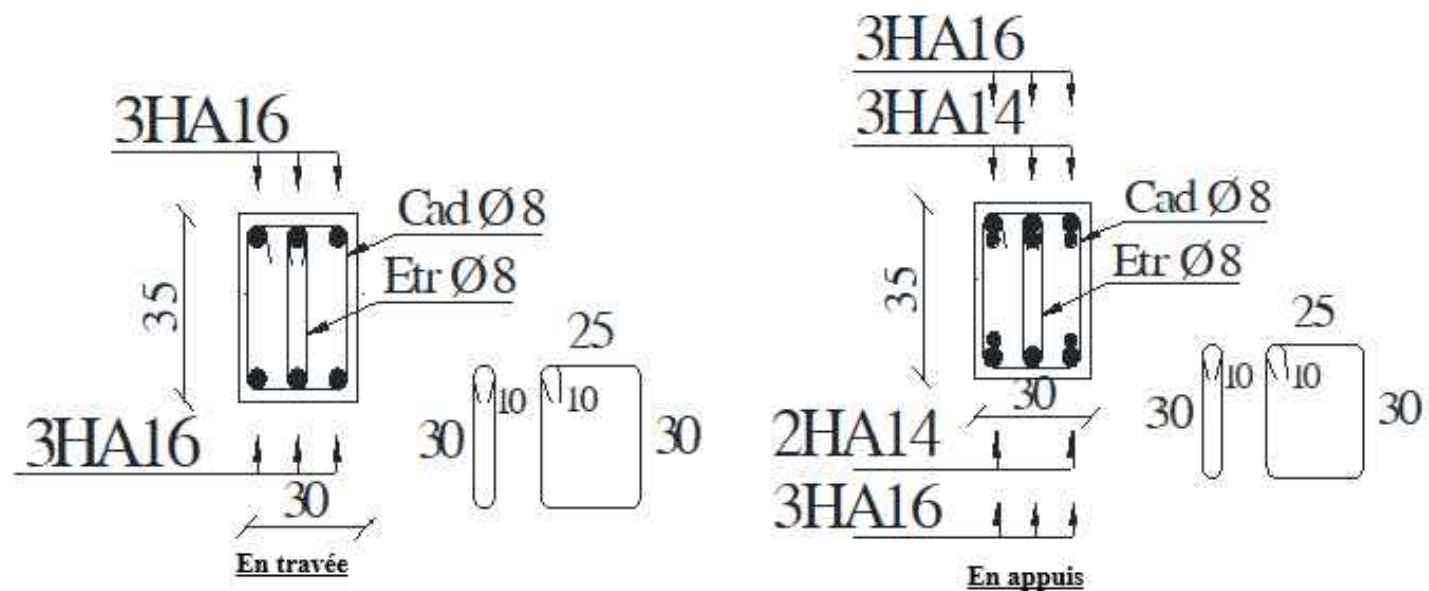
PROJET :
 ÉTUDE DUN BÂTIMENT R+7 A USAGE MULTIPLE
 (HABITATION +COMMERCIALE +SERVICE)
 CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
 (VOILES-PORTIQUES)

PLAN :	PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS		
Suivi par :	Dr BOUAMRA	Promotion	2019
Etudié par :	BOUDJEMA ALI BOURABIA IMANE NABILA	Echelle	1:5
		Plan N°	2

Poutre principale (30x40)



Poutre secondaire (30x35)

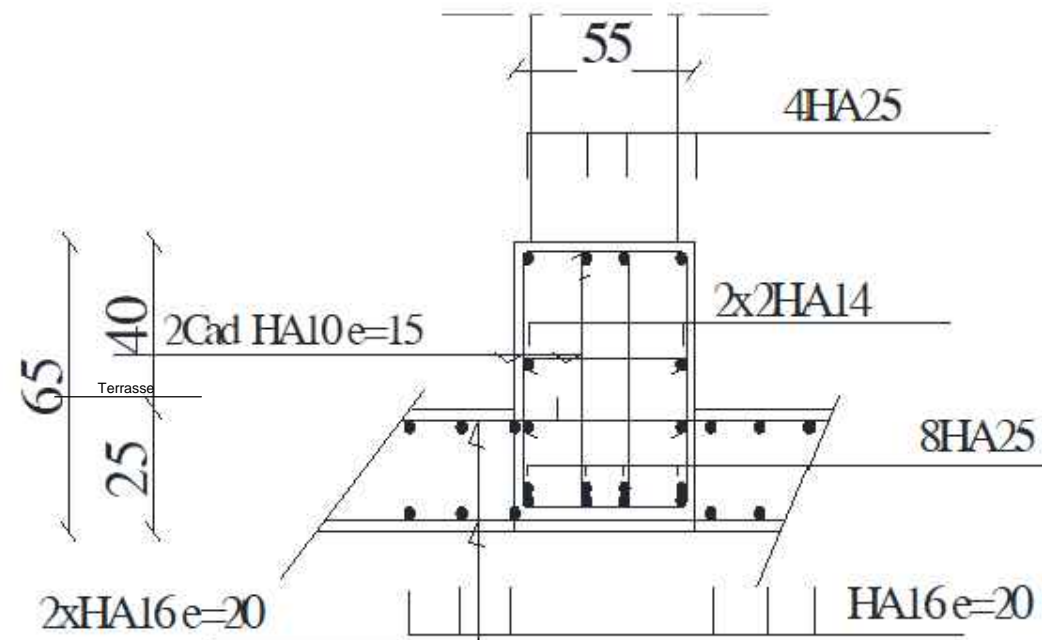


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDE

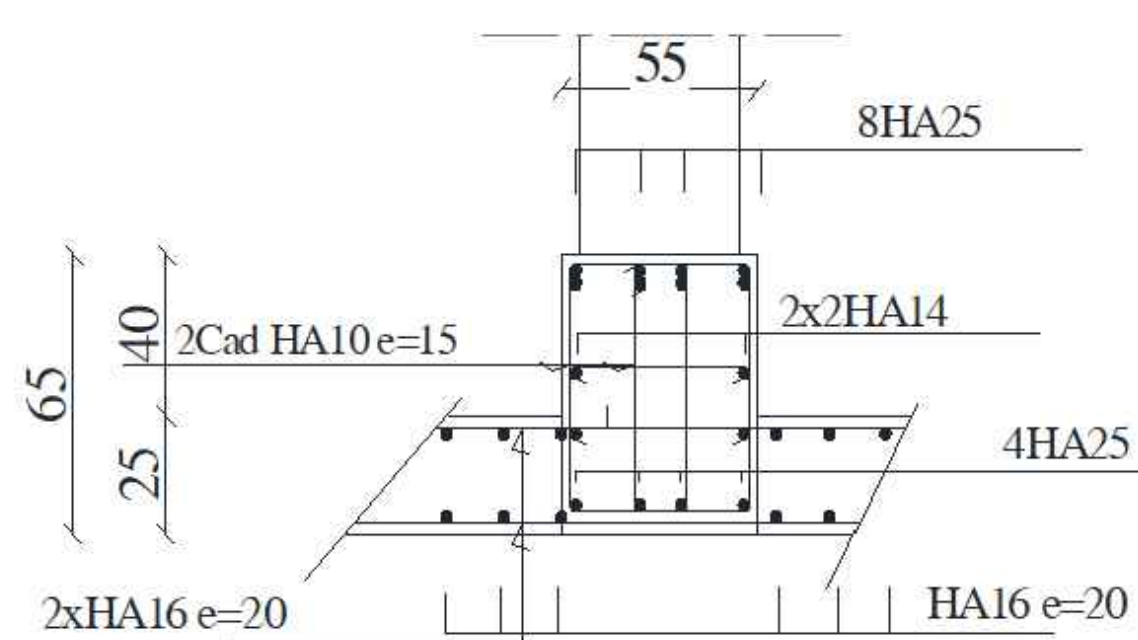
PROJET :
ÉTUDE DUN BÂTIMENT R+7 A USAGE MULTIPLE
(HABITATION +COMMERCIALE +SERVICE)
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)

PLAN :	PLAN DE FERRAILAGE DES POUTRES		
Suivi par:	Dr BOUAMRA	Promotion	2019
Etudié par:	BOUDJEMA ALI BOURABIA IMANE NABILA	Echelle	1:5
		Plan N°	3

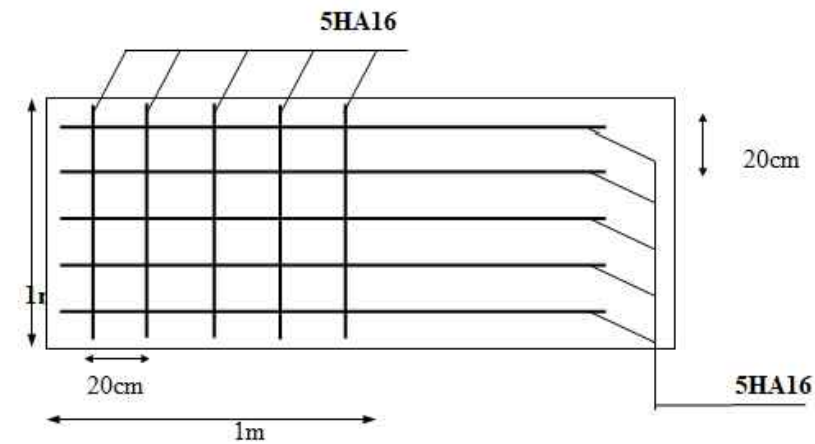
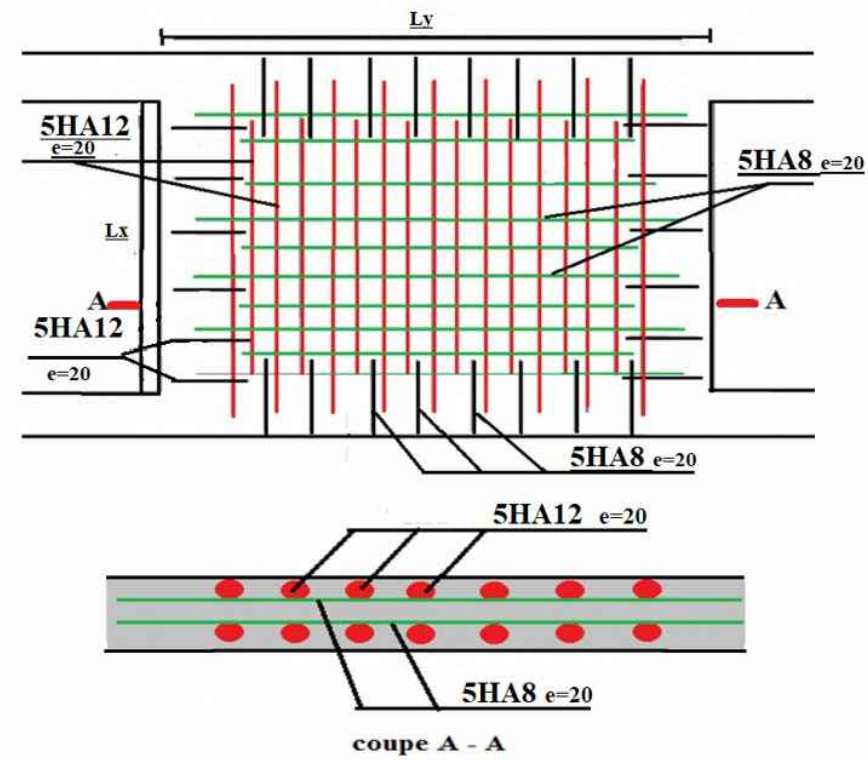
Ferrailage de nervure en appuis



Ferrailage de nervure en travée



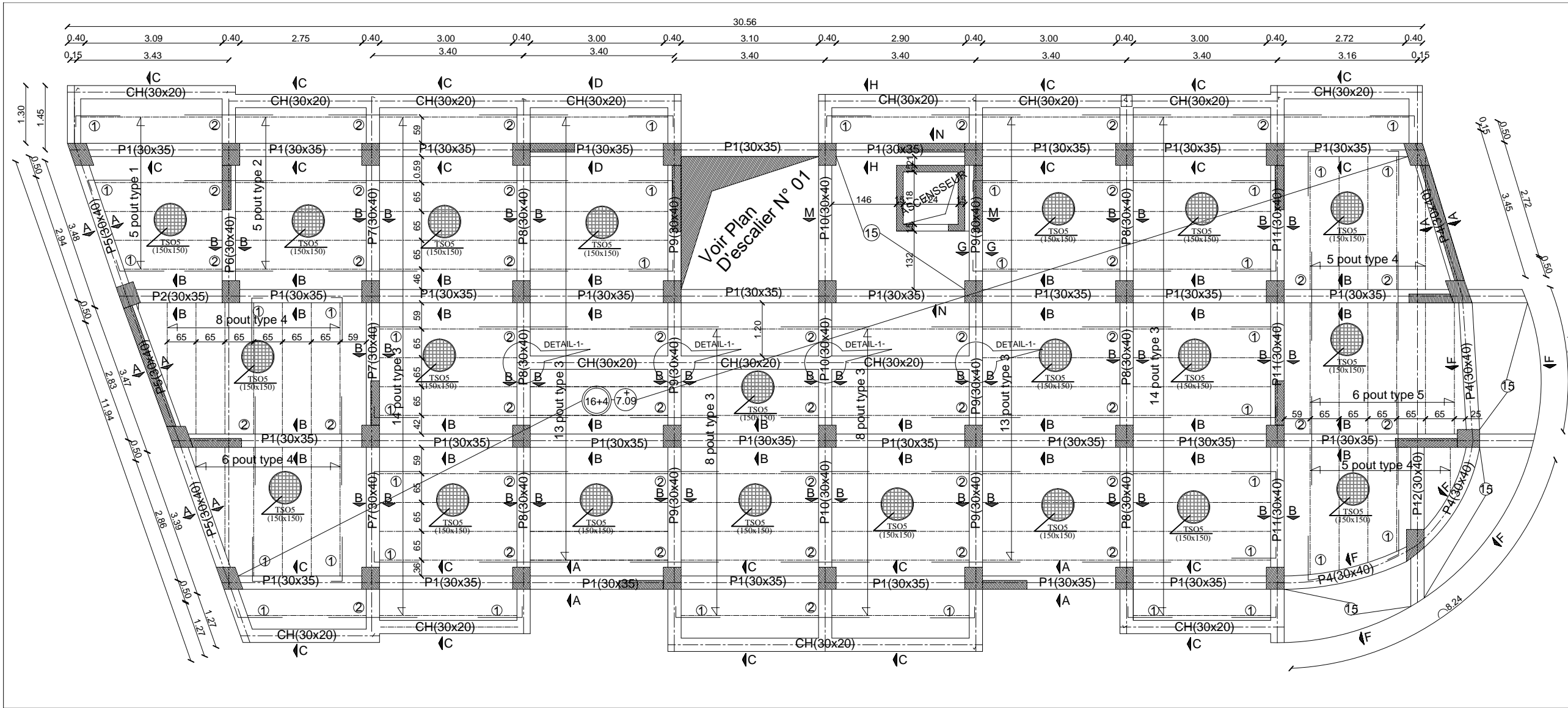
Voile périphérique



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDE

PROJET :
 ÉTUDE DUN BÂTIMENT R+7 A USAGE MULTIPLE
 (HABITATION + COMMERCIALE + SERVICE)
 CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
 (VOILES-PORTIQUES)

PLAN:	PLAN DE FERRAILAGE DES FONDATIONS		
Suivi par:	Dr BOUAMRA	Promotion	2019
Étudié par:	BOUDJEMA ALI BOURABIA IMANE NABILA	Echelle	1:5
		Plan N°	4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL PROJET DE FIN D'ETUDE			
PROJET: ETUDE D'UN BATIEMENT R+7 A USAGE MULTIPLE (HABITATION+COMMERCIALE+SERVICE) CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES+PORTIQUES)			
PLAN:	PLAN DE FERRAILLAGE POTEAUX, VOILES		
Suivi par:	Dr BOUAMRA	Promotion:	2020
Etudié par:	BOUDJEMA ALI BOURABIA IMANE NABILA	Echelle:	1:50