

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures (M&S)

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage
d'habitation et service contreventé par un
système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

M^r. MOULELKAF Tahar

M^r. BOUDJEMAA Toufik

Encadré par :

M^r. A. OURABAH

Membres de jury

- M^r. D. BENYESSAD

- M^r. N. OUDNI

Juin 2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions le bon dieu, le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

À nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

À Monsieur A. OURABAH: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Tahar & Toufik

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

À tous mes frères et sœurs que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur.

À toute ma grande famille

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments, spécialement vous nadjat, et tout le groupe résidentiel (B211, D09, A108).

À tous mes collègues.

Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

Tahar

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

À tous mes frères et sœurs que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur.

À ma grande mère.

À mes oncles, mes tantes et leurs familles.

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments spécialement vous Achour & Katia, et tout le groupe résidentiel (A108, A04, B211).

À tous mes collègues.

Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

Toufik

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage.....	2
3. Règlements et normes utilisés	3
4. Hypothèses de calcul	4
5. Caractéristiques des matériaux utilisés	5
6. Conclusion	9

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

1. Introduction.....	10
2. Prédimensionnement des Eléments secondaires.....	10
2.1. Les planchers	10
2.2. Les poutrelles.....	14
2.3. Les escaliers	14
2.4. L'acrotère	23
2.5. Les murs	24
3. Prédimensionnement des éléments principaux.....	24
3.1. Les voiles.....	24
3.2. Les Poutres	25
3.3. Les poteaux.....	26
4. Evaluation des charges et surcharges.....	27
5. Descente de charges.....	33
6. Conclusion	45

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

1. Introduction.....	46
2. Les Plancher	46
2.1. Plancher à corps creux	46
2.2. Planchers à dalles plaines	76
3. L'ascenseur	92
3.1. Dalle de salle machine (locale).....	93
3.2. Dalle au-dessous de l'ascenseur	97
4. Acrotères	98

5. Escaliers	103
5.1. Escalier a deux volées	103
5.2. Escalier à trois volées.....	107
5.3. Escalier balancé	125
6. Poutre palière	132
7. Poutre brisée.....	136
8. Poutre de chaînage :.....	141

Chapitre IV : Étude dynamique

1. Introduction.....	144
2. Méthode de calcul.....	144
3. Modalisation et résultats	149
3.1 Disposition des voiles de contreventement	149
4. Vérifications	150
4.1. Périodes de vibration et participation massique.....	150
4.2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques".....	152
4.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	153
4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques	153
4.5. Justification vis à vis des déformations	154
4.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]	154
5. Conclusion	156

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

1. Introduction.....	157
2. Étude des poteaux.....	157
3. Etude des poutres.....	169
4. Étude des voiles.....	178

Chapitre VI : Étude des fondations

1. Introduction.....	186
2. Choix du type des fondations	186
3. Combinaisons d'actions à considérer	186
4. Étude des fondations.....	186
4.1. Semelle isolée	186
4.2. Semelles filantes	187
4.3. Radier général.....	188
4.3.1. Pré dimensionnement	188
4.3.2. Les Vérifications nécessaires	190

4.3.3. Ferrailage	193
4.3.4. Étude des nervures	197
5. Étude du voile périphérique	204
6. Conclusion.....	210

Conclusion générale

Bibliographies

Annexes

Notations et unités

Plans de la structure

Table des figures

Fig.II.1. Disposition des poutrelles	10
Fig.II.2. Coupe transversal d'un plancher à corps creux	11
Fig.II.3.1. Dalle sur deux appuis.....	12
Fig.II.3.2. Dalle sur deux appuis.....	12
Fig.II.3.3. Dalle sur deux appuis.....	12
Fig.II.4.1. Dalle sur trois appuis.....	12
Fig.II.4.2. Dalle sur trois appuis.....	13
Fig.II.4.3. Dalle sur trois appuis.....	13
Fig.II.5.1. Dalle sur quatre appuis.....	13
Fig.II.5.2. Dalle sur quatre appuis.....	13
Fig.II.6. Coupe transversale d'une poutrelle.....	14
Fig.II.7. Détail d'un escalier	14
Fig.II.8. Vu en plan de l'escalier.....	15
Fig.II.8.1. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.....	16
Fig.II.8.2. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	17
Fig.II.9. Vue en plan de l'escalier de l'entre sol au RDC.....	17
Fig.II.9.1. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.....	18
Fig.II.9.2. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	18
Fig.II.9.3. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.....	19
Fig.II.10. Vue en plan de l'escalier de RDC au 1 ^{er} étage.....	19
Fig.II.10.1. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.....	20
Fig.II.10.2. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	20
Fig.II.10.3. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.....	21
Fig.II.11. Vue en plan et en 3D de l'escalier balancer	21
Fig.II.12.1. Schéma de l'acrotère de la terrasse accessible	23
Fig.II.12.2. Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	23
Fig.II.13.1. Mur intérieur.....	24
Fig.II.13.2. Mur extérieur	24
Fig.II.14. Coupe verticale d'un voile.....	24
Fig.II.15. Vu en plan des poteaux les plus sollicités.....	34
Fig.II.16. Surface afférente d'un poteau	34
Fig.III.1. Schémas de disposition des poutrelles.....	47
Fig.III.2. Schéma d'une poutrelle	62
Fig.III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	76
Fig.III.4. Dalle sur deux appuis.....	77

Fig.III.5. Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis.	80
Fig.III.6. Dalle sur deux appuis.	81
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	83
Fig.III.8. Dalle sur trois appuis.	83
Fig.III.9. Schéma de ferrailage des dalles sur trois appuis	86
Fig.III.10. Dalle sur trois appuis.	87
Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D6.	89
Fig.III.12. Dalle sur quatre appuis	89
Fig.III.13.1. Schéma de ferrailage de la dalle D8.	92
Fig.III.13.2. Coupe transversale (A-A) de la dalle D8.	92
Fig.II.14. Cage d'ascenseur.	92
Fig.III.15. Schéma représentant la surface d'impact.	93
Fig.III.16.1. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.	96
Fig.III.16.2. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	98
Fig.III.17. Modèle de calcul de l'acrotère.	99
Fig.III.18. Section à ferrailer.	101
Fig.III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse accessible).	103
Fig.III.20. Schéma statique de l'escalier a deux volées.....	104
Fig.III.21. Section d'escalier à ferrailer.	105
Fig.III.22. Schéma de ferrailer de l'escalier a deux volées.	107
Fig.III.23. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.	107
Fig.III.24. Schéma de ferrailer de la 1 ^{ère} volée.	110
Fig.III.25. Schéma de ferrailer de la 2 ^{ème} volée.	112
Fig.III.26. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.	112
Fig.III.27. Schéma de ferrailer de la 3 ^{ème} volée.	114
Fig.III.28. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.	115
Fig.III.29. Schéma de ferrailer de la 1 ^{ère} volée.	117
Fig.III.30. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.	117
Fig.III.31. Schéma de ferrailer de la 2 ^{ème} volée.	120
Fig.III.32. Schéma de ferrailer du palier.	121
Fig.III.33. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.	122
Fig.III.34. Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée.	124
Fig.III.35. Schéma de l'escalier basculé.....	125
Fig.III.36. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.	125
Fig.III.37. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée.	128
Fig.III.38. Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée.	129
Fig.III.39. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.	130

Fig.III.40. Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée.	132
Fig.III.41. Schéma statique de la poutre palière.	132
Fig.III.42. Creuse équivalente	134
Fig.III.43. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	136
Fig.III.44. Schéma statique de la poutre brisée.	136
Fig.III.45. Chargement de la poutre brisée.	137
Fig.III.46. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	140
Fig.III.47. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	143
Fig.IV.1. Disposition des voiles	149
Fig.IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant Y)	150
Fig.IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant X)	151
Fig.IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z).....	151
Fig.V.1. Zone nodale	158
Fig.V.2. Section d'un poteau.....	163
Fig.V.3. Répartition des moments dans la zone nodale.	165
Fig.V.4. Réduction des sections de poteaux.....	167
Fig.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.	168
Fig.V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales dans chaque niveau.	176
Fig.V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires dans chaque niveau.	177
Fig.V.8. Schéma explicatif du ferrailage des P.P de l'Entre-sol, RDC, et 1 ^{er} étage.	178
Fig.V.9. Schéma de ferrailage du voile RDC.....	185
Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.....	187
Fig.VI.2. Schéma d'une semelle filante.....	187
Fig.VI.3. Zone de contact poteau radier.	190
Fig.VI.4. Dalle sur 4 appuis	193
Fig.VI.5. Schéma de ferrailage de radier.	197
Fig.VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier.	197
Fig.VI.7. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon X-X.	199
Fig.VI.8. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon Y-Y.	200
Fig.VI.9. Section à ferrailer.	200
Fig.VI .10.1. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.	203
Fig.VI .10.2. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.	204
Fig.VI.11. Schéma statique	205
Fig.VI.12. Répartitions des contraintes sur le voile périphérique	206
Fig.VI.13. Dalle sur quatre appuis.....	206
Fig.VI.14. Schéma de ferrailage des voile périphérique.....	209

Table des tableaux

Tab.I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
Tab.II.1.1. Dimensions de la 1 ^{ère} volé.....	17
Tab.II.1.2. Dimensions de la 2 ^{ème} volé.....	17
Tab.II.2.1. Dimensions de la 1 ^{ère} volée.....	18
Tab.II.2.2. Dimensions de la 2 ^{ème} volée.....	18
Tab.II.2.3. Dimension de la 3 ^{ème} volée.....	19
Tab.II.3.1. Dimension de la 1 ^{ère} volée.....	20
Tab.II.3.2. Dimension de la 2 ^{ème} volée.....	20
Tab.II.3.3. Dimension de la 3 ^{ème} volée.....	21
Tab.II.4.1. Dimension de la 1 ^{ère} volée.....	22
Tab.II.4.2. Dimension de la 2 ^{ème} volée.....	22
Tab.II.4.3. Dimension de la 3 ^{ème} volée.....	22
Tab.II.5. Sections des poteaux adoptées.....	27
Tab.II.6. Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.....	27
Tab.II.7. Evaluation des charges d'un plancher a corps creux d'une terrasse inaccessible.....	28
Tab.II.8. Evaluation des charges sur l'acrotère terrasse accessible.....	28
Tab.II.9. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse accessible.....	28
Tab.II.10. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	29
Tab.II.11. Evaluation des charges d'un plancher en dalle pleine.....	29
Tab.II.12. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	29
Tab.II.13. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	30
Tab. II.14. Evaluation des charges sur l'escalier à deux volées.....	30
Tabl II.15. Evaluation des charges sur l'escalier à trois volées N°1.....	31
Tabl II.16. Evaluation des charges sur l'escalier à trois volées N°2.....	32
Tab.II.17. Evaluation des charges sur l'escalier basculé.....	33
Tab.II.18. Les surface de chaque niveau.....	35
Tab.II.19. Evaluation de la charge « G » pour le poteau P1.....	37
Tab.II.20. Les surcharge « Q » pour chaque niveau.....	37
Tab.II.21. Evaluation de la surcharge « Q » pour le poteau P1.....	38
Tab.II.22. Evaluation de la charge « G » pour le poteau P2.....	40
Tab.II.23. Evaluation de la surcharge « Q » pour chaque niveau.....	41
Tab.II.24. Evaluation de la surcharge « Q » pour le poteau P2.....	41
Tab.II.25. L'effort normale ultime « N _u » dans chaque niveau.....	42
Tab.II.26. Vérification de la résistance à la compression simple.....	43
Tab.II.27. Vérification au flambement.....	44

Tab.III.1. Type de poutrelles	48
Tab.III.2. Charges sur les poutrelles.	49
Tab.III.3. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 1)	55
Tab.III.4. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 2)	56
Tab.III.5. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 3)	56
Tab.III.6. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 4)	57
Tab.III.7. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1)	57
Tab.III.8. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2)	58
Tab.III.9. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3)	58
Tab.III.10. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher T. accessible (Type 1)	59
Tab.III.11. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher T. accessible (Type 2)	59
Tab.III.12. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher T. accessible (Type 3)	60
Tab.III.13. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher T. inaccessible (Type 1) ..	60
Tab.III.14. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage service)	61
Tab.III.15. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage courant).....	61
Tab.III.16. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible)	61
Tab.III.17. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible)	61
Tab.III.18. Sollicitations maximales des poutrelles dans chaque plancher	62
Tab.III.19. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	66
Tab.III.20. Évaluation de la flèche dans chaque niveau.	73
Tab.III.21. Ferrailage des poutrelles des différents planchers.....	74
Tab.III.22. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau.	75
Tab.III.23. Données des différentes dalles.....	77
Tab.III.24. Section d'armatures pour les dalles sur deux appuis.....	79
Tab.III.25. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	80
Tab.III.26. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis avec $\rho < 0.4$	81
Tab.III.27. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	82
Tab.III.28. Section d'armatures pour les dalles sur trois appuis	84
Tab.III.29. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	85
Tab.III.30. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis (sens X-X).	86
Tab.III.31. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis (sens Y-Y).	86
Tab.III.32. Section d'armatures de la dalles D6.	87
Tab.III.33. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	88
Tab.III.34. Section d'armatures de la dalle D8.	90
Tab.III.35. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	91
Tab.III.36. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis.	91
Tab.III.37. Section d'armatures de la dalle de l'ascenseur.	95

Tab.III.38. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	96
Tab.III.39. Section d'armatures de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	97
Tab.III.40. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	98
Tab.III.41. Charges verticales sur l'acrotère.	99
Tab.III.42. Combinaisons d'actions de l'acrotère.	99
Tab.III.43. Section d'armatures de l'escalier a deux volées.	105
Tab.III.44. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	106
Tab.III.45. Évaluation de la flèche pour l'escalier a deux volées.....	107
Tab.III.46. Section d'armatures de la première volée.....	108
Tab.III.47. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	109
Tab.III.48. Évaluation de la flèche pour la première volée.....	110
Tab.III.49. Section d'armatures de la deuxième volée.	111
Tab.III.50. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	111
Tab.III.51. Section d'armatures de la troisième volée.	113
Tab.III.52. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	114
Tab.III.53. Section d'armatures de la première volée.....	115
Tab.III.54. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	116
Tab.III.55. Section d'armatures de la deuxième volée.	118
Tab.III.56. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	119
Tab.III.57. Évaluation de la flèche pour la deuxième volée.....	119
Tab.III.58. Section d'armatures de la partie DE.....	120
Tab.III.59. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	121
Tab.III.60. Section d'armatures de la troisième volée.	123
Tab.III.61. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	123
Tab.III.62. Évaluation de la flèche pour la troisième volée.....	124
Tab.III.63. Section d'armatures de la première volée.....	126
Tab.III.64. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	127
Tab.III.65. Évaluation de la flèche pour la première volée.....	127
Tab.III.66. Évaluation de la flèche après augmentation de la section de ferrailage.	127
Tab.III.67. Section d'armatures de la deuxième volée.	128
Tab.III.68. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	129
Tab.III.69. Section d'armatures de la troisième volée.	131
Tab.III.70. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.....	131
Tab.III.71. Évaluation de la flèche pour la troisième volée.	132
Tab.III.72. Les sollicitations de la poutre palière.	133
Tab.III.73. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	133
Tab.III.74. Section d'armature a la flexion simple et à la torsion.	135

Tab.III.75. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	137
Tab.III.76. Section d'armatures de la poutre brisée.....	137
Tab.III.77. Calcul à l'ELS.....	140
Tab.III.78. Section d'armatures de la poutre de chaînage.....	141
Tab.III.79. Évaluation de la flèche pour la poutre de chaînage.....	143
Tab.IV.1. Valeurs des pénalités P_q	145
Tab.IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$	146
Tab.IV.3. Les valeurs du coefficient C_T	147
Tab.IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	150
Tab.IV.5. Vérification sous charges verticales.....	152
Tab.IV.6. Vérification sous charges horizontales.....	152
Tab.IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	153
Tab.IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	153
Tab.IV.9. Vérification des déplacements.....	154
Tab.IV.10. Vérification de l'effet $P-\Delta$	155
Tab.V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	158
Tab.V.2. Sollicitations maximales dans les poteaux.....	159
Tab.V.3. Ferrailage des poteaux.....	161
Tab.V.4. Calcul des armatures transversales.....	161
Tab.V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.....	163
Tab.V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	164
Tab.V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	164
Tab.V.8. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	170
Tab.V.9. Vérification des contraintes tangentielles.....	172
Tab.V.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	173
Tab.V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	173
Tab.V.12. Vérification de la flèche pour les poutres.....	173
Tab.V.13. Les moments résistants dans les poteaux.....	177
Tab.V.14. Vérification de la zone nodale.....	177
Tab.V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	179
Tab.V.16. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	183
Tab.V.17. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	184
Tab.V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	185
Tab.VI.1. Section d'armatures du radier général.....	194
Tab.VI.2. Vérification des contraintes.....	196
Tab.VI.3. Vérification des contraintes après referrailage à L'ELS.....	196
Tab.VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X.....	199

Tab.VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens Y-Y.	200
Tab.VI.6. Section d'armatures des nervures.	201
Tab.VI.7. Section d'armatures des nervures après augmentation de la section du béton.	202
Tab.VI.8. Vérification des contraintes dans les nervures.	202
Tab.VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures après referraillage.	203
Tab.VI.10. Ferrailage du voile périphérique.	207
Tab.VI.11. Vérification des contraintes.	208
Tab.VI.12. Vérification des contraintes après referraillage.	209

Introduction

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et services 'bureaux') en R+8+Entre-sols, contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, et par des essais in situ.

Ce memoire est constitué des parties suivantes:

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude des fondations.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

I.1. Introduction

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8 + un entre sols) à usage d'habitation et de services sis à AKBOU, dans la Wilaya de BEJAIA, qui est classé par le règlement parasismique algérien (RPA 99 / VERSION 2003) comme une zone de moyenne sismicité (IIa)

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- ✓ Hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère) 31,28m
- ✓ Hauteur de l'entresol 3.06, 3.57, 4,08 m
- ✓ Hauteur du RDC 3.06, 3.57, 4,08 m
- ✓ Hauteur des étages 3,06 m
- ✓ Longueur en plan 16.8 m
- ✓ Largeur en plan 25.2 m

I.2.2. Eléments structuraux du bâtiment

- **L'infrastructure** : pour assurer la transmission des charges au sol.
- **Les escaliers** : permettent le passage d'un niveau à un autre.
- **Les poteaux** : éléments verticaux, permet la transmission des charges aux fondations.
- **Les Poutres** : éléments horizontaux, permettent la transmission des charges aux poteaux.
- **Les planchers** : éléments surfaciques horizontaux, qui assurent la transmission des forces agissantes dans leurs plan aux poutres.
- **Les balcons** : sont réalisés par une dalle pleine en béton armé.
- **Les voiles** : sont en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux.
- **L'acrotère** : fait en béton armé, contournant le bâtiment, encastré a sa base au plancher terrasse.
- **Les maçonneries** : les murs extérieurs sont en double cloison séparé avec une âme d'air de 5 cm, Les murs intérieurs (de séparation) sont en une seule paroi de brique de 10 cm.

I.2.3. Données géotechniques du site [Annexe 1]

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA 99 version 2003.
- ✓ Le sol de notre site est constitué d'argile, remblais, et de alluvions compactes : bloc, galets, gravier, enveloppés dans une matrice argileuse.

- ✓ La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$.
- ✓ L'encrage minimal des fondations : $D = 1.5 \text{ m}$.
- ✓ La densité : $\gamma = 2t/m^3$.
- ✓ L'angle de frottement : $\phi = 15^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 0 \text{ bars}$.

I.3. Choix du contreventement

Le RPA 99 version 2003 exige, pour toutes structures dépassent 4 niveaux ou bien une hauteur de 14m en zone IIa, d'utiliser un contreventement mixte (voile-portique) avec justification de l'interaction portique-voile.

Pour ce genre de contreventement, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées.

- Les voiles de contreventement ne doit pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont utilisés actuellement en Algérie :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5. Etats limites de calculs

I.5.1. Définition

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage, ou l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état où la capacité portante de la structure est maximale, son dépassement va engendrer la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.5.2. Hypothèses de calcul

I.5.2.1. E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2).

- ✓ Conservation des sections planes (les section planes restent planes après déformation).
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ Le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1).

- ✓ Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique ($\sigma = E\varepsilon$)
- ✓ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ Avec :
 - E_s : module d'élasticité (module de Young) de l'acier.
 - E_b : module de déformation longitudinale du béton.
 - n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- ✓ On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés

Les principaux matériaux utilisés pour la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé pour la réalisation de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la quantité d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C), est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.6.1.1 Résistance et caractéristique du béton

a) Résistance à la compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

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

- Pour $j \leq 28$ jours :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour $f_{c28} > 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa

b) Résistance à la traction

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

$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa (CBA. Art : A.2.1.1.2)

$f_{i28} = 2.1$ MPa

Contrainte limite :

- ✓ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

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

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

$\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

✓ **Etat limite de service**

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS.** (CBA 93 art. A.4.5.2)

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

I.6.1.2 Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Module de déformation longitudinale du béton

a) A court terme E_{ij} :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA. Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2\text{MPa}$$

b) A long terme E_{vj} :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule : $E_{vj} = (1/3) E_{ij}$.

I.6.2. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tab.I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

➤ **La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

- Cas où fissuration peu préjudiciable :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

I.7. Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre II

II.1. Introduction

Les éléments de notre structure doivent avoir des sections qui leurs permettent de reprendre et résister aux efforts sollicitant, et pour cela on se référera aux RPA99 (version 2003), BAEL 91 et au CBA 93 pour les prédimensionnés.

Les résultats qu'on obtiendra ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Prédimensionnement des Eléments secondaires

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, cloisons).

II.2.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui joue le rôle de transmission des charges et surcharges, séparation des niveaux, ainsi l'isolation thermique et phonique.

Pour ce qui est de notre cas, nous avons opté pour :

- Un plancher à corps creux pour la surface habitable, car c'est une structure à surcharges modérées.
- Un plancher à dalle pleine pour les balcons.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : B 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

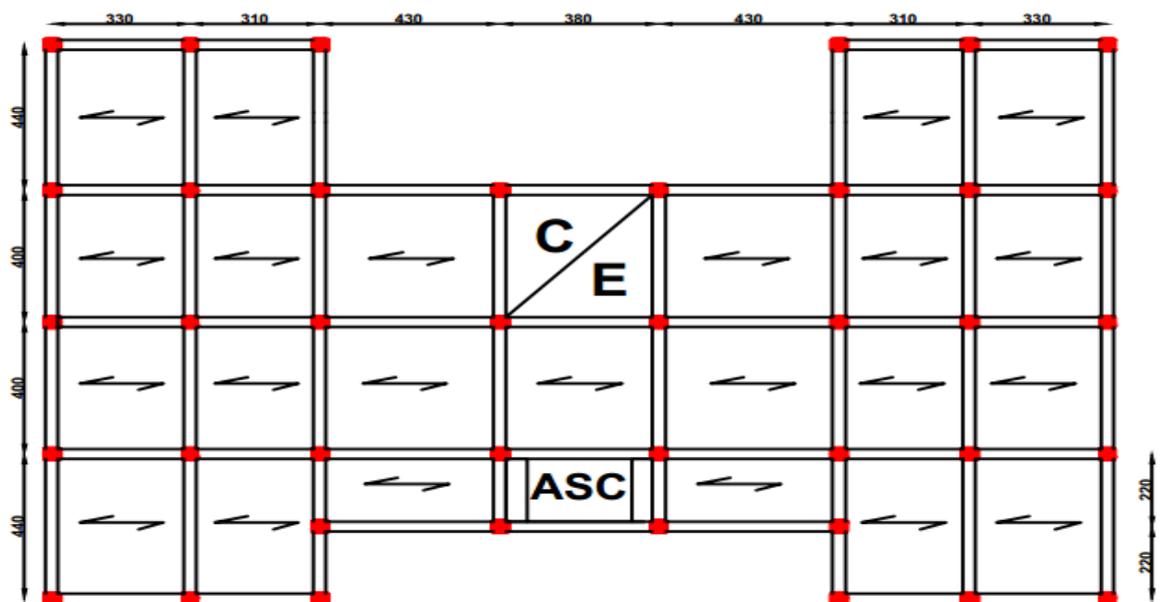


Figure II.1. Disposition des poutrelles pour les étages courants.

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.8 \text{ cm}$$

- L_0 : entraxe des poutrelles
- H_{cc} : hauteur du corps creux.
- H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

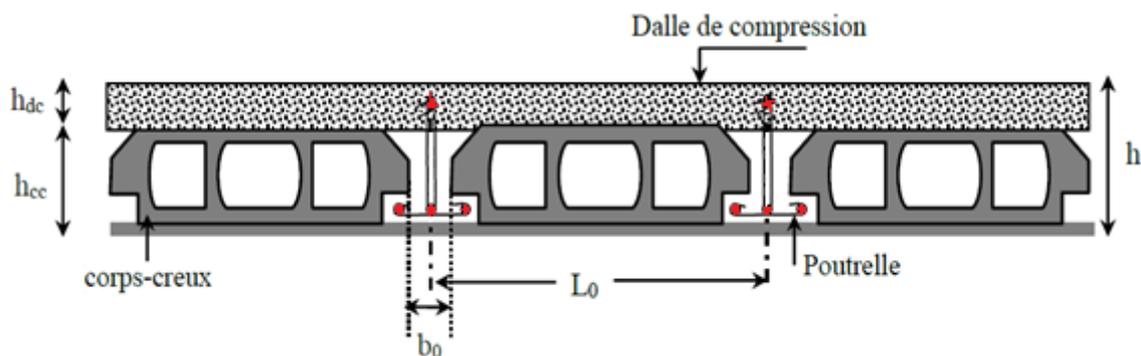


Fig.II.2. Coupe transversal d'un plancher à corps creux.

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, dont une des dimensions (l'épaisseur 'e') est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x , L_y) et $L_x \leq L_y$, Ils reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis qui sont des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Le critère de résistance :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou quatre appuis.}$$

➤ **Coupe-feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre étude, on prend le coupe-feu à deux heures.

Notre bâtiment comporte trois (3) types de dalle pleine.

• **Dalle sur deux appuis**

➤ **Panneau 1 : (étages courants) $l_x=80\text{cm}$.**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow 2.28\text{cm} \leq e \leq 2.66\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12\text{ cm}$.

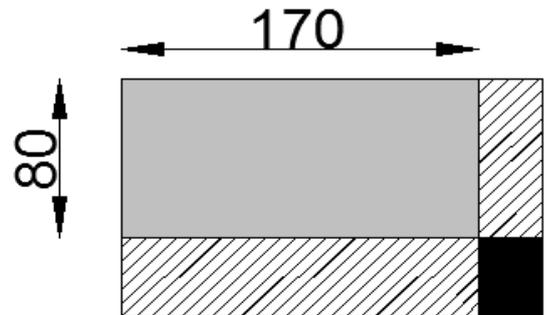


Fig II.3.1. Dalle sur deux appuis.

➤ **Panneau 2 : (étages courants) $l_x = 170\text{ cm}$.**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow 4.85\text{cm} \leq e \leq 5.66\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12\text{ cm}$.

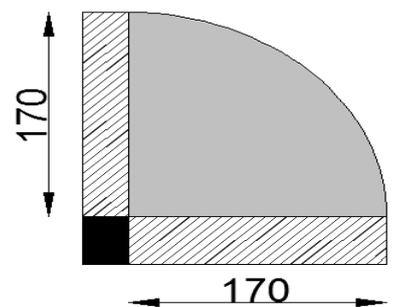


Fig II.3.2. Dalle sur deux appuis.

➤ **Panneau 3 : (étages courants) $l_x = 100\text{ cm}$.**

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow 2.86\text{cm} \leq e \leq 3.33\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12\text{ cm}$.

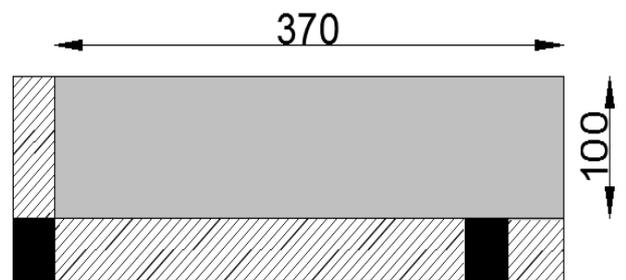


Fig II.3.3. Dalle sur deux appuis.

• **Dalle sur trois appuis**

➤ **Panneau 4 : (étages courants) $l_x=1.4\text{m}$.**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 3.11\text{cm} \leq e \leq 3.50\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12\text{ cm}$.

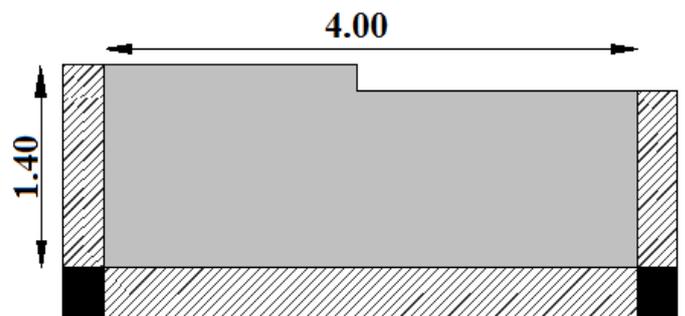


Fig II.4.1. Dalle sur trois appuis.

➤ **Panneau 5 : (étages courants) $l_x = 110$ cm.**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 2.44\text{cm} \leq e \leq 2.75$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12$ cm.

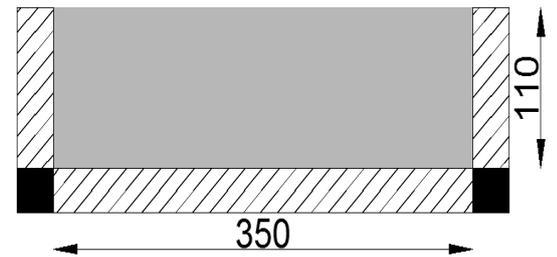


Fig II.4.2. Dalle sur trois appuis.

➤ **Panneau 6 : (dalle de l'ascenseur) $l_x = 85$ cm.**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 1.88\text{cm} \leq e \leq 2.12\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12$ cm.

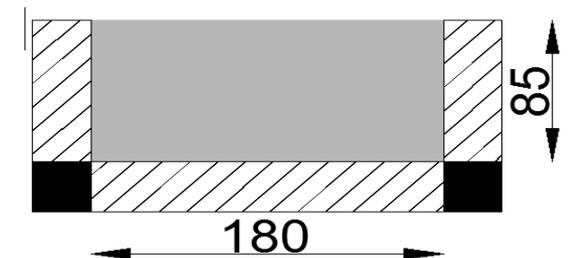


Fig II.4.3. Dalle sur trois appuis.

• **Dalle sur quatre appuis**

➤ **Panneau 7 : (terrasse inaccessible)**

$l_x = 180$ cm.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 4.5\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12$ cm

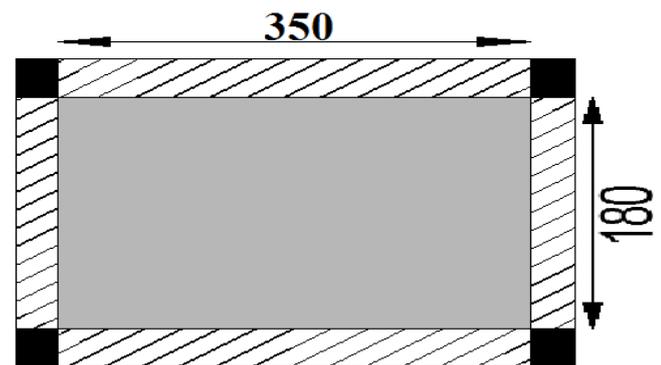


Fig II.5.1. Dalle sur quatre appuis.

➤ **Panneau 8 : (terrasse inaccessible)**

$l_x = 350$ cm.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow 7.78\text{cm} \leq e \leq 8.75\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 12$ cm

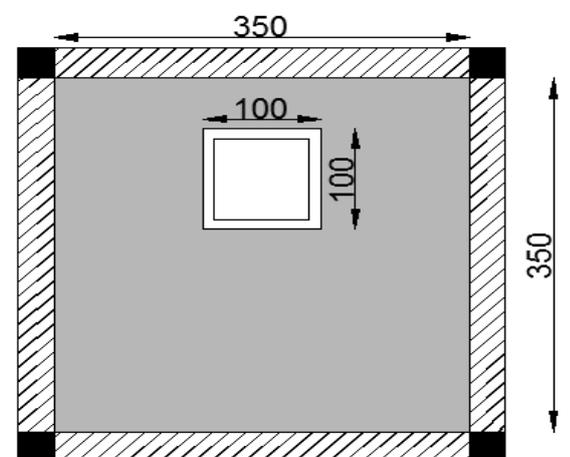


Fig II.5.2. Dalle sur quatre appuis.

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en « T », la disposition de ces dernières se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- La continuité.

La largeur de la table de compression à prendre en compte est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \text{ Selon le CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

- l_x : distance entre deux nervures successives.
- l_y : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$l_x = 65 - 15 = 50 \text{ cm.}$$

$$l_y = 430 - 30 = 400 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 30, 0,8 \times 30) \text{ cm}$$

$$b_0 = (12 \text{ à } 24) \text{ cm.}$$

On prend : $b_0 = 15 \text{ cm.}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 25 + 15 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

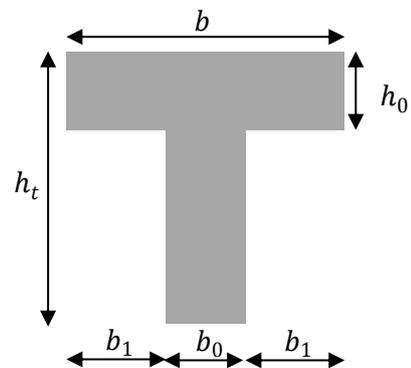


Fig. II.6. Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.3. Les escaliers

Dans une structure, les escaliers sont des éléments qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

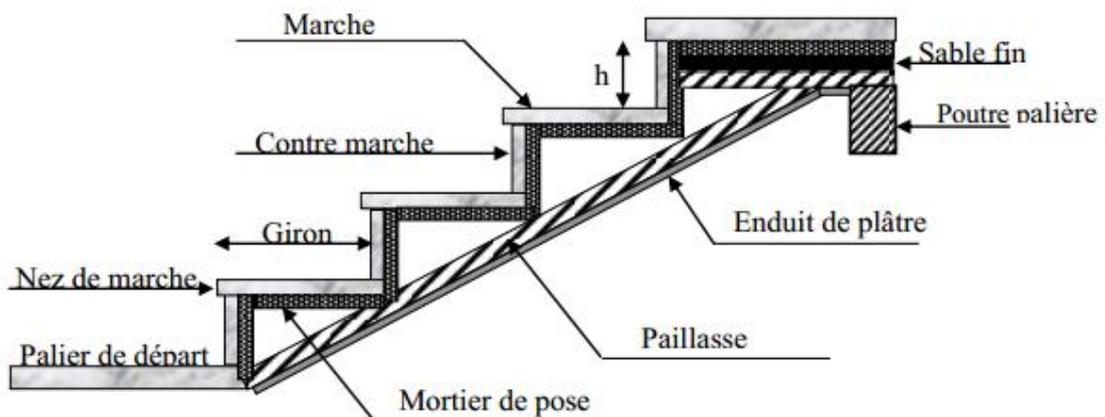


Figure II.7. Détail d'un escalier.

Pour dimensionner les marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm. (1)}$$

- h : la hauteur des contremarches entre 14 et 18 cm.
- g : la largeur (giron) entre 25 et 32 cm.

D’ou : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

- H : hauteur de la volée.
- L₀ : longueur projetée de la volée.
- L : longueur de la volée.
- n : nombre de contre marche.
- n-1 : Nombre de marche.

On remplace « g » et « h » dans (1), on aura :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (2)}$$

II.2.3.1. Types d’escaliers

Dans notre projet, on a trois (03) types d’escaliers qui sont :

- Escalier d’étage courant, qui est à deux volées.
- Escalier à trois volées.
- Escaliers à deux volées et double quartier tournant, ou escalier balancé.

a) Escalier à deux (2) volées: (du 1^{er} au 8^{ème} étage)

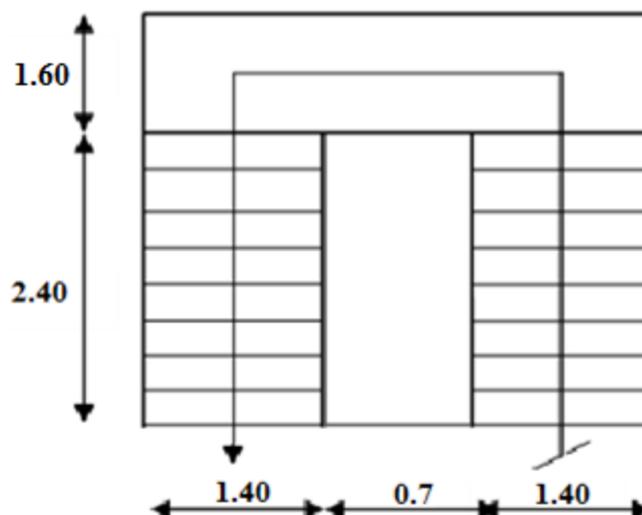


Fig II.8. Vu en plan de l’escalier

➤ 1^{ère} volée

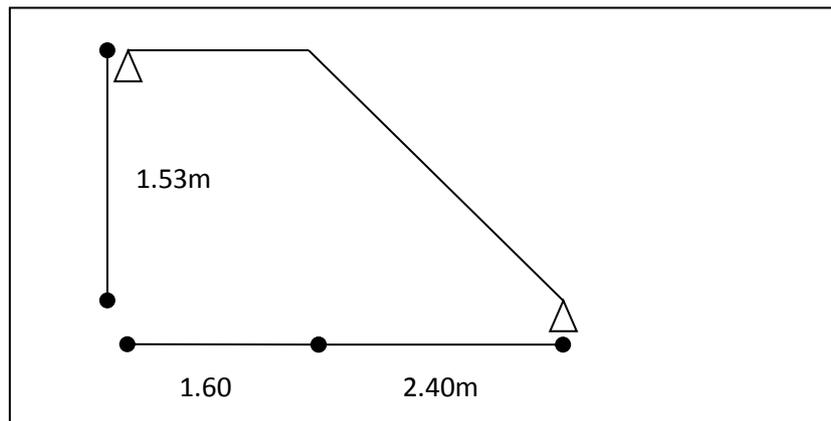


Fig II.8.1. Schéma statique de la 1^{ère} volée

✓ L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $L = L_p + L_v + L_p'$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueurs de palier de départ.

L_p' : longueurs de palier d'arrivé.

L : longueur développée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow L = 445cm.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 14.83cm \leq e \leq 22.25cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm.**

✓ Calcul du nombre de marches et contre marches :

En résolvant l'équation (2) avec : $L_0 = 240$ cm et $H = 153$ cm.

$$\text{On aura : } \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

✓ Calcule du giron « g » et la hauteur de la contre marche « h » :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

✓ Calcule d'angle d'inclinaison de la volée :

$$tg\alpha = h/L_0 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
9	8	30	17	18	32.52°

Tab.II.1.1. Dimensions de la 1^{ère} volée

➤ 2^{ème} volée

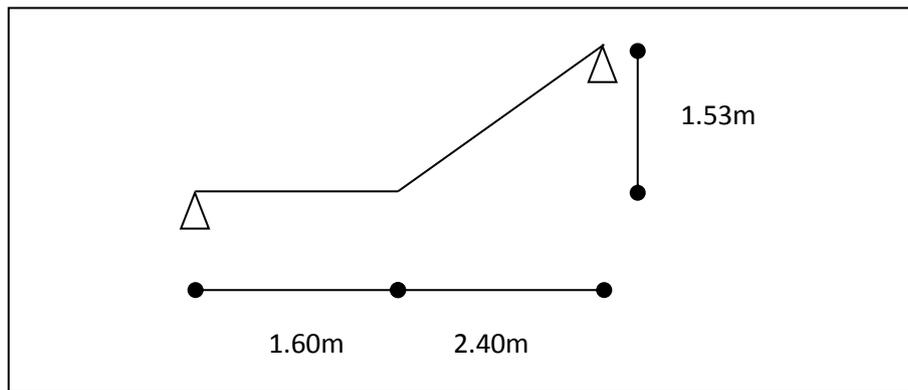


Fig II.8.2. Schéma statique de la 2^{ème} volée

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
9	8	30	17	18	32.52°

Tab.II.1.2. Dimensions de la 2^{ème} volée

b) Escalier a trois (3) volées

- Escalier N°1 : De l'entre sol au RDC :

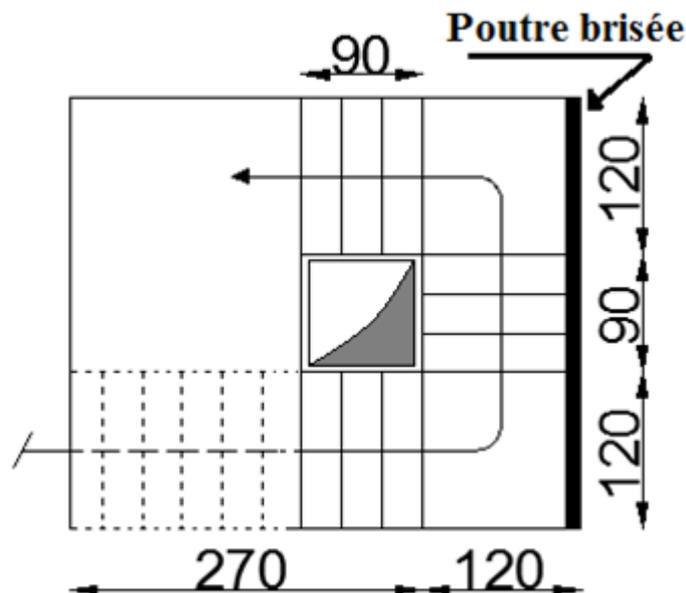


Fig. II.9. Vue en plan de l'escalier de l'entre sol au RDC.

➤ 1^{ère} volée :

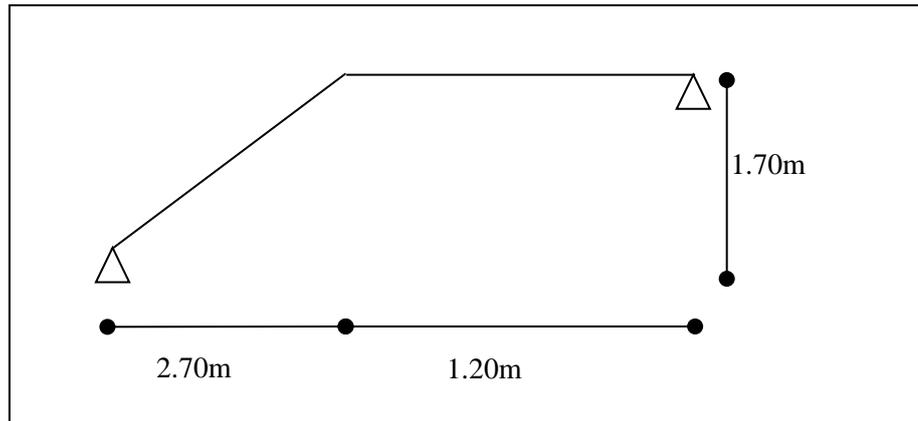


Fig. II.9.1. Schéma statique de la 1^{ère} volée.

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
10	9	30	17	18	32.20°

Tab.II.2.1. Dimensions de la 1^{ère} volée.

➤ 2^{ème} volée :

Elle s'appuie sur une poutre brisée.

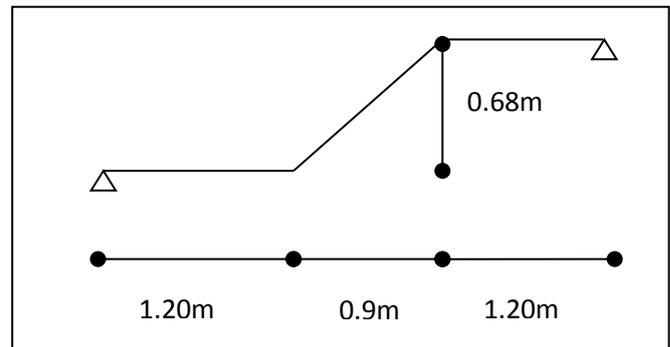
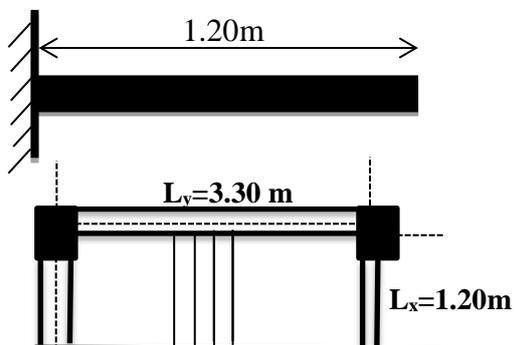


Fig. II.9.2. Schéma statique de la 2^{ème} volée.

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
4	3	30	17	18	37.08°

Tab.II.2.2. Dimensions de la 2^{ème} volée.

➤ 3^{ème} volée :

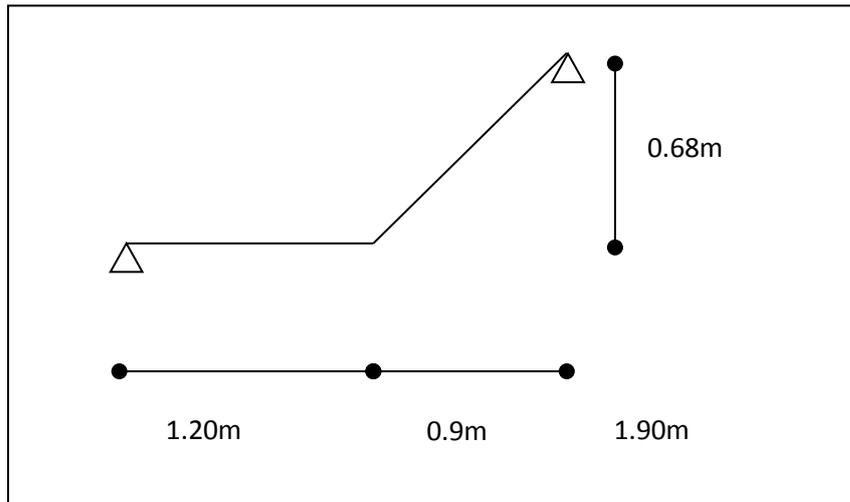


Fig. II.9.3. Schéma statique de la 3^{ème} volée.

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
4	3	30	17	12	37.08°

Tab.II.2.3. Dimension de la 3^{ème} volée.

- Escalier N°2 : Du RDC au 1^{er} étage :

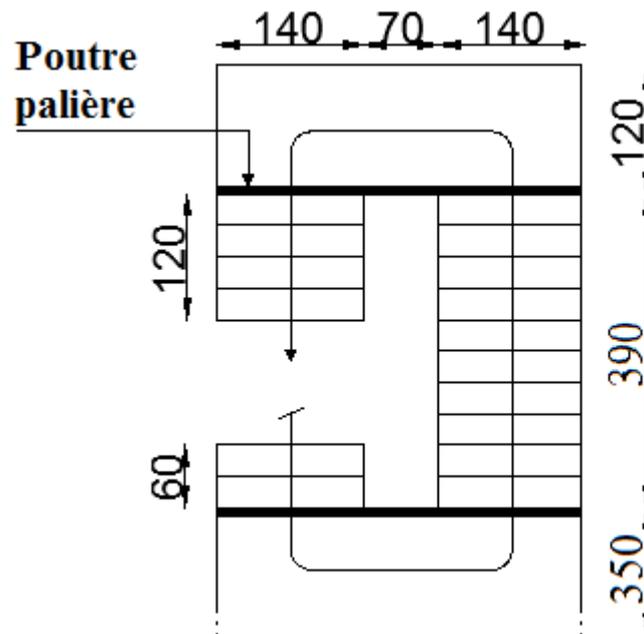


Fig. II.10. Vue en plan de l'escalier de RDC au 1^{er} étage.

➤ 1^{ère} volée

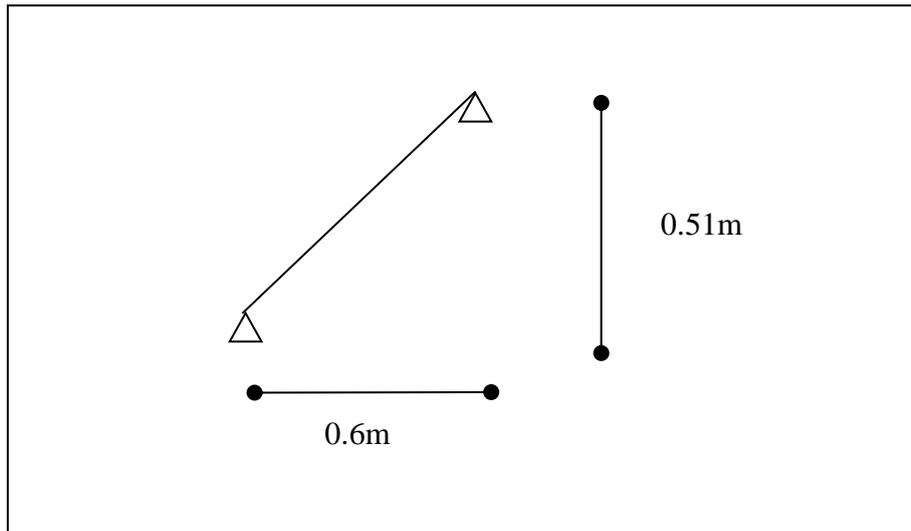


Fig. II.10.1. Schéma statique de la 1^{ère} volée.

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
3	2	30	17	12	40.36°

Tab.II.3.1. Dimension de la 1^{ère} volée.

➤ 2^{ème} volée

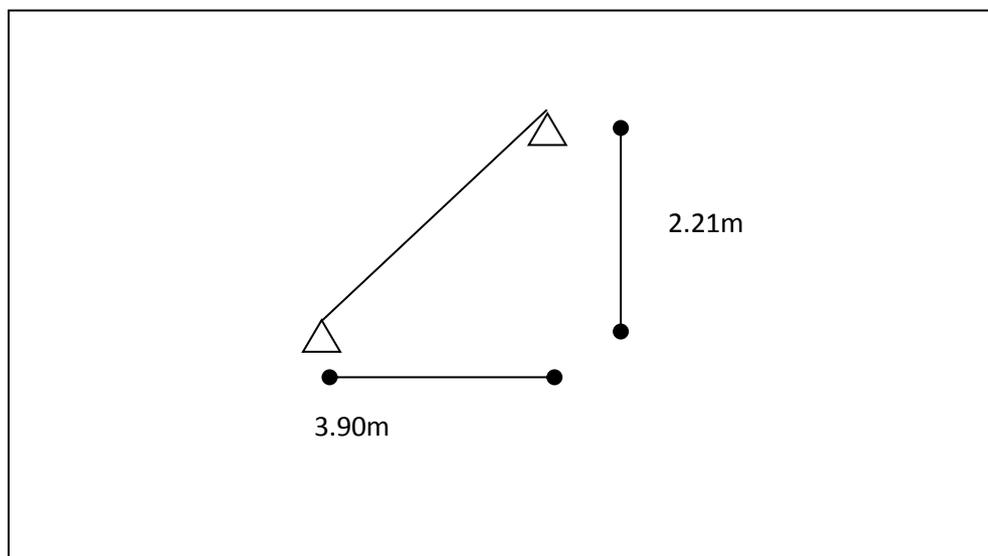


Fig. II.10.2. Schéma statique de la 2^{ème} volée.

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
13	12	30	17	18	29.54°

Tab.II.3.2. Dimension de la 2^{ème} volée

➤ 3^{ème} volée :

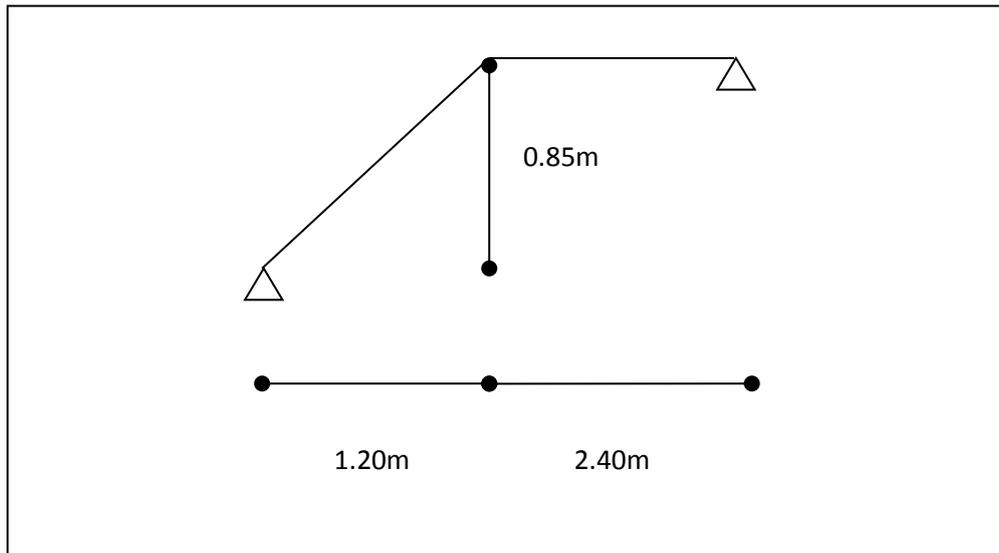


Fig. II.10.3. Schéma statique de la 3^{ème} volée.

N	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
5	4	30	17	18	35.31°

Tab.II.3.3. Dimension de la 3^{ème} volée.

c) Escalier balancé : (de l'entre sol vers le RDC)

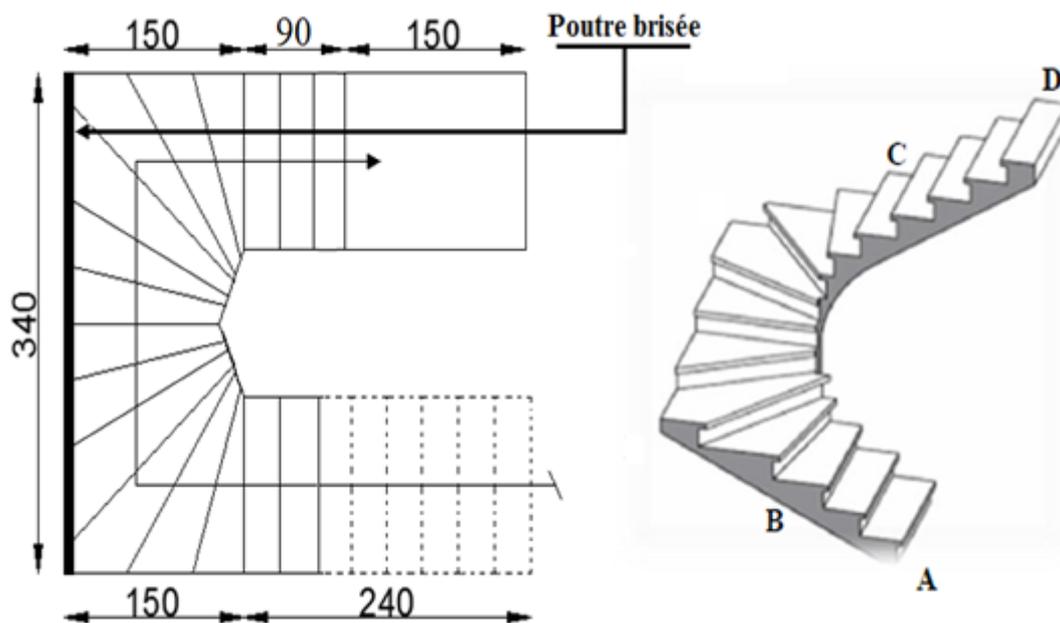


Fig. II.11. Vue en plan et en 3D de l'escalier balancer.

Dans ce type d'escalier, l'épaisseur de la paillasse et constante pour toutes les volées.

➤ Volée AB :

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
9	8	30	17	18	32.52°

Tab.II.4.1. Dimension de la 1^{ère} volée.

➤ Volée BC :

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
11	10	30	17	18	28.81°

Tab.II.4.2. Dimension de la 2^{ème} volée.

➤ Volée CD :

n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α
3	2	30	17	18	40.36°

Tab.II.4.3. Dimension de la 3^{ème} volée.

On optera pour les épaisseurs des paillasses comme suite :

- Escalier à deux volées : **e = 18 cm.**
- Escalier à trois volées :
 - Escalier N°1 : **e = 18 cm.**
 - Escalier N°2 : **e = 18 cm.**
- Escalier balancé : **e = 18 cm.**

❖ Et pour les deux marches qui servent à relier les deux niveaux (3.06m, 3.57m) on optera pour :

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

Le giron de la marche : **g = 30 cm.**

Epaisseur de la paillasse : **e = 12 cm.**

II.2.4. L'acrotère

➤ L'acrotère de la terrasse accessible

L'acrotère est un élément secondaire, fait en béton armé, encastré a 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.

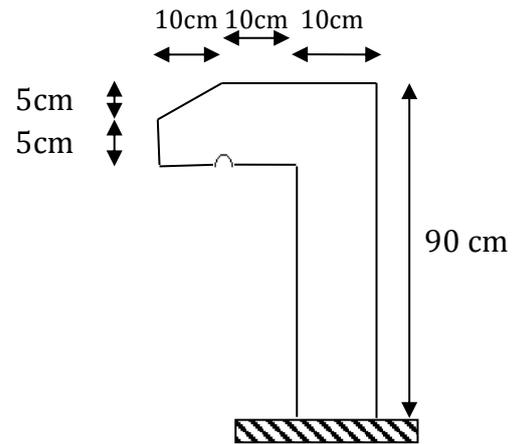


Fig. II.12.1. Schéma de l'acrotère de la terrasse accessible.

• Poids propre de l'acrotère :

G : Poids propre de l'acrotère par ml.

S : surface de l'acrotère.

$$G = \gamma b \times S_{\text{acrotère.}}$$

$$S = 10 \times 90 + \frac{10 \times 5}{2} + 5 \times 10 + 10 \times 10$$

$$S = 0.1075 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 0.1075 \times 25 = 2.69 \text{ KN /ml}$$

• Poids des enduits en ciment intérieur et extérieur G_0 :

e : épaisseur d'enduit de ciment.

p : périmètre d'acrotère.

γ : poids volumique d'enduit.

$$\Rightarrow G_0 = \gamma \times e \times p = 20 \times 0.015 \times 2.26 = 0.68 \text{ KN/ml}$$

• Poids total :

$$G_{\text{tot}} = G + G_0 = 3.37 \text{ KN /ml.}$$

➤ L'acrotère de la terrasse inaccessible (espace technique) :

De même manière on trouve

• Poids propre de l'acrotère

$$G = 1.44 \text{ KN /ml}$$

• Poids des enduits en ciment intérieur et extérieur :

$$G_0 = 0.38 \text{ KN/ml}$$

• Poids total :

$$G_{\text{tot}} = 1.82 \text{ KN/ml}$$

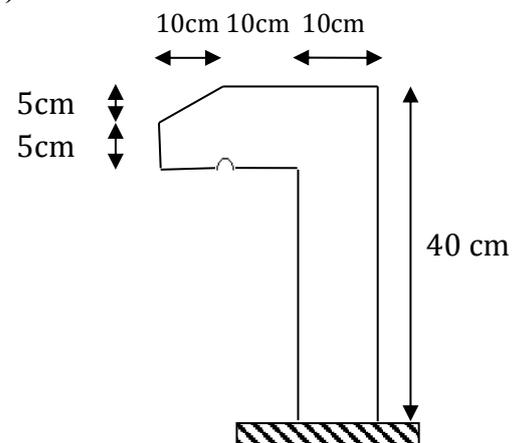
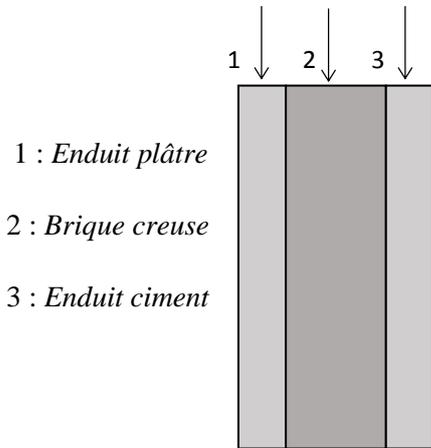


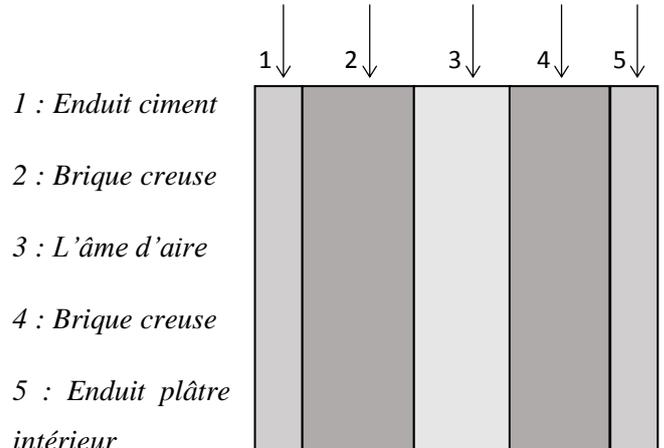
Fig. II.12.2. Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

II.2 5. Les murs



1 : Enduit plâtre
 2 : Brique creuse
 3 : Enduit ciment

Fig.II.13.1. Mur intérieur.



1 : Enduit ciment
 2 : Brique creuse
 3 : L'âme d'aire
 4 : Brique creuse
 5 : Enduit plâtre intérieur

Fi.II.13.2. Mur extérieur.

a) Les murs extérieurs

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

b) Les murs intérieurs :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux

Les éléments principaux sont des éléments qui participent au contreventement de la structure (Voiles, Poutres, Poteaux).

II.3.1. Les voiles

Sont des éléments de contreventement verticaux minces et continus, faits en béton armé, ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur (e). Cette dernière est déterminée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad e \geq \frac{h_e}{20} \\ 2. \quad e \geq 15\text{cm} \end{array} \right. \quad : \text{D'où } h_e: \text{ hauteur libre d'étage.}$$

Dans notre cas :

- Entre sol et RDC : $h_e = \{388 ; 337 ; 286\}$
 On prend : $h_e = 388 \text{ cm}$.
- Autres niveaux $h_e = 286 \text{ cm}$.

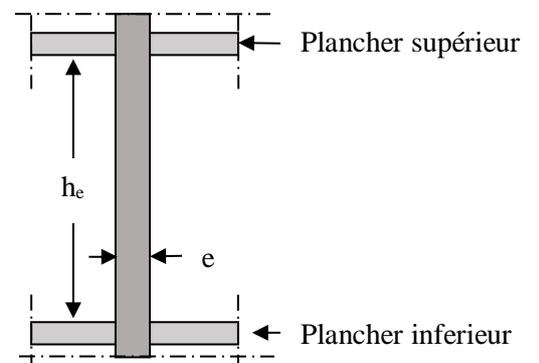


Fig. II.14. Coupe verticale d'un voile.

Dans notre cas :

- $e \geq 388/20 \rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm}$
 \Rightarrow On adopte pour le RDC et l'entre sol un voile d'épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$** .
- $e \geq 286/20 \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$
 \Rightarrow On adopte pour les autres niveaux un voile d'épaisseur : **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.3.2. Les Poutres

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

Selon le BAEL91, le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

suivante :
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

h : hauteur de la poutre

II.3.2.1. Poutres Principales (P.P)

Elles servent comme appui pour les poutrelles.

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$** .

Selon le RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1), on doit vérifier les dimensions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$.
- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $h/b \leq 4 \text{ cm}$.

✓ On prend pour les poutres principales :

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

II.3.2.2. Les poutres secondaires (P.S)

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

✓ On prend pour les poutres secondaires :

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

II.3.2.3. La Poutre de chaînage

D’après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l’épaisseur de l’élément supporté. Dans notre projet la poutre sert d’appui pour les gardes de corps, les murs extérieurs et les poutrelles, Alors on prend $b = 30\text{cm}$; $h=30\text{cm}$.

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, faits en béton armé, rectangulaire ou circulaire, ils assurent la transmission des charges aux fondations, leur prédimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1).

Les dimensions des poteaux seront fixées après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/2003.

➤ **Stabilité de forme :**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}; \quad B_r = (h - d) \times (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ

λ : L’élancement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I :Moment d’inertie

N_u : l’effort normal de compression à ELU

$$\text{Résistance à la compression : } \frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ RPA99 (Art 7.4.1)} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Niveaux	Section (b*h) cm ²
Entre sols, RDC et 1 ^{er} étage	50*50
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45*45
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40*40
8 ^{ème} et Poteaux terrasse inaccessible	35*35

Tab.II.5. Sections des poteaux adoptées.

II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges

➤ Terrasses inaccessible (dalle pleine) :

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.04	0.80
Plancher dalle pleine	0.12	3
Forme de pente	0.1	2.2
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 6.52 kn/m²	
Total charges d'exploitations	Q = 1 kn/m²	

Tab.II.6. Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.

➤ Terrasses inaccessible (corps creux) :

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G'(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	0.80
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.21
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	G = 6.29 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Tab.II.7. Evaluation des charges d'un plancher a corps vreu d'une terrasse inaccessible.

➤ L'acrotère :

	H _{hauteur} (cm)	E _{epaisseur} (cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
Terrasse accessible	90	10	2.69	1	3.37
Terrasse inaccessible	40	10	1.44	1	1.82

Tab.II.8. Evaluation des charges sur l'acrotère terrasse accessible.

➤ Terrasse accessible (corps creux) :

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.21
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	G = 6.57 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Tab.II.9. Evaluation des charges d'un plancher corps creux d'une terrasse accessible.

➤ **Plancher étage courant (corps creux) :**

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.21
Total charges permanentes	G = 5.21 kn/m²	
Total charges Exploitations	Du RDC au 7^{ème} étage : Q = 1.5 kn/m²	
	Entre sols : Q = 2.5 kn/m²	

Tab.II.10. Evaluation des charges du plancher étage courant.

➤ **Plancher balcon (dalle pleine) :**

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.12	3
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 4.6 kn/m²	
Total charges d'exploitations	Q = 3.5 kn/m²	

Tab.II.11. Evaluation des charges d'un plancher en dalle pleine.

➤ **Murs extérieur (double cloisons) :**

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.21
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

Tab.II.12. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

➤ **Murs intérieurs (séparation entre appartements) :**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 1.20 kn/m²	

Tab.II.13. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

➤ **Escaliers :**

• **Les Paliers :**

Le poids d'un palier : $e \cdot \gamma$

• **Les Volées :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Vertical: $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$,

Horizontal : $\gamma \cdot e$.

Avec :

γ : poids volumique,

e : épaisseur de la volée.

h : hauteur de la contre marche, α : angle d'inclinaison de la volée.

* **Escalier à deux volées :**

Dans cet escalier, la 1^{ère} et la 2^{ème} volée sont pareilles.

Désignation des éléments		Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la paillasse		4.5	5.34
Poids des marches			1.87
Mortier de pose	Horizontal	0.40	0.40
	Vertical		0.23
Carrelage	Horizontal	0.44	0.44
	Vertical		0.25
Enduit de ciment		0.4	0.47
Total G KN/m²		5.74	9
Total Q KN/m²		2.5	2.5

Tab. II.14. Evaluation des charges sur l'escalier à deux volées.

* Escalier à trois volées N°1 :

Désignation des éléments		Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)	
Poids de la pailleasse		4.5	1 ^{ère} volée	5.32
			2 ^{ème} et 3 ^{ème} volée	5.64
Poids des marches			1.87	
Mortier de pose	Horizontal	0.40	0.40	
	vertical		0.23	
Carrelage	Horizontal	0.44	0.44	
	vertical		0.25	
Enduit de ciment		0.4	1 ^{ère} volée	0.47
			2 ^{ème} et 3 ^{ème} volée	0.5
Total G KN/m²		5.74	Gv₁	8.98
			Gv₂	9.33
			Gv₃	9.33
Total Q KN/m²		2.5	2.5	

Tabl II.15. Evaluation des charges sur l'escalier à trois volées N°1.

* Escalier à trois volées N°2 :

Désignation des éléments		Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)	
Poids de la paillasse		4.5	1 ^{ère} volée	5.91
			2 ^{ème} volée	5.17
			3 ^{ème} volée	5.51
Poids des marches			1.87	
Mortier de pose	Horizontal	0.40	0.40	
	vertical		0.23	
Carrelage	Horizontal	0.44	0.44	
	vertical		0.25	
Enduit de ciment		0.4	1 ^{ère} volée	0.52
			2 ^{ème} volée	0.46
			3 ^{ème} volée	0.49
Total G KN/m²		5.74	Gv₁	9.62
			Gv₂	8.82
			Gv₃	9.19
Total Q KN/m²		2.5	2.5	

Tabl II.16. Evaluation des charges sur l'escalier à trois volées N°2.

* Escalier balancé :

Désignation des éléments		Volées (KN/m ²)	
Poids de la paillasse		1 ^{ère} volée	5.34
		2 ^{ème} volée	5.14
		3 ^{ème} volée	5.91
Poids des marches		1.87	
Mortier de pose	Horizontal	0.40	
	vertical	0.23	
Carrelage	Horizontal	0.44	
	vertical	0.25	
Enduit de ciment		1 ^{ère} volée	0.47
		2 ^{ème} volée	0.46
		3 ^{ème} volée	0.52
Total G KN/m²		G_{v1}	9
		G_{v2}	8.79
		G_{v3}	9.62
Total Q KN/m²		2.5	

Tab.II.17. Evaluation des charges sur l'escalier balancé.

II.3.3.2. Descente de charges

La descente de charge est le parcours des 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.

➤ **La 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 $n \geq 5$:..... $Q_0 + [(3+n) / (2n)] \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+...+Q_n)$.

➤ Les poteaux les plus sollicités :

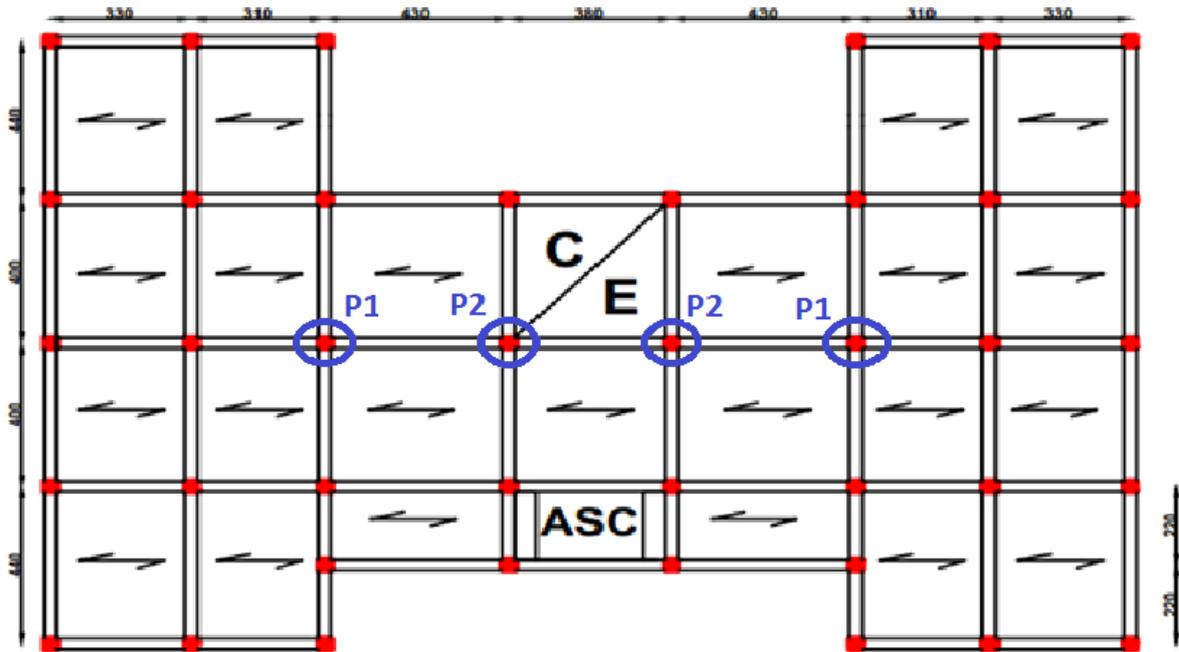


Fig.II.15. Vu en plan des poteaux les plus sollicités.

• Poteau 1 (central) :

- Poutre principale (P.P) = (b*h) = (30*40) cm
- Poutre secondaire (P.S) = (b*h) = (30*40) cm
- ✓ Surface afférente = $S_1+S_2+S_3+S_4$
- ✓ Surface des poutres = $S_{P.P} + S_{P.S}$
- ✓ Surface totale = $S_{\text{afférente}} + S_{\text{Poutres}}$

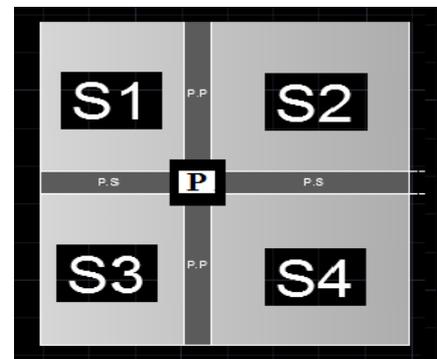


Fig.II.16. Surface afférente d'un poteau.

Les surfaces de chaque niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	S _{afférente} (m ²)	S _{poutres} (m ²)	S _{totale} (m ²)
8 ^{ème} étage	12.58	0.21	12.79
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	12.58	0.207	12.79
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	12.58	0.204	12.78
RDC et 1 ^{er} étage	12.58	0.201	12.78
Entre sols	8.88+3.7	0.201	12.78

Tab.II.18. Les surface de chaque niveau.

➤ Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (t)
G₁	Terrasse accessible	12.58	8.27
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.94
	Poids de poteau	0.35×0.35	0.78
	total	/	10.99
G₂	Venant de G ₀	/	10.99
	Plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22
	total	/	20.7
G₃	Venant de G ₁	/	20.7
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22
	total	/	30.38
G₄	Venant de G ₂	/	30.38
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22

	total	/	40.06
G₅	Venant de G ₃	/	40.06
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	total	/	50.05
G₆	Venant de G ₄	/	50.05
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	total	/	60.04
G₇	Venant de G ₅	/	60.04
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	total	/	70.03
G₈	Venant de G ₆	/	70.03
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	1.91
	total	/	80.35
G₉	Venant de G ₇	/	80.35
	Poids du plancher étage courant	12.58	6.55
	Poids poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	2.55
	total	/	91.31
G₁₀	Venant de G ₈	/	91.31
	Poids du plancher RDC	8.88	4.63

	Poids des poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	2.55
	Poids d'escalier	3.7	3.25
	Total	/	103.60

Tab.II.19. Evaluation de la charge « G » pour le poteau P1.

➤ Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{t \text{ totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{esc} = q_{esc} \times S_{esc}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{esc}$$

es résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

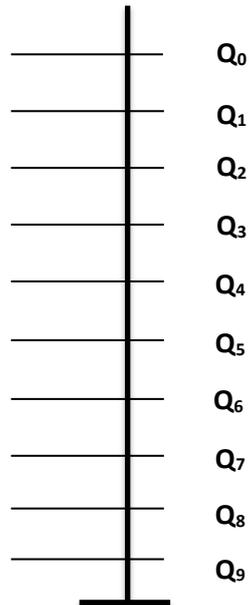
Niveau	q (t/m ²)	q _{esc} (t/m ²)	Q _{esc} (t)	Q (t)
8 ^{ème} étage (Terrasse accessible)	0.15	/	/	1.89
7 ^{ème} , 6 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0.15	/	/	1.89
4 ^{ème} , 3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	0.15	/	/	1.89
RDC et 1 ^{er} étage	0.15	/	/	1.89
Entre sols	0.25	0.25	0.93	3.15

Tab.II.20. Les surcharge « Q » pour chaque niveau.

- L'application de la loi de dégression :

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Q_i	Q (t)
Q_0	1.89
Q_1	3.78
Q_2	5.48
Q_3	6.99
Q_4	8.32
Q_5	9.45
Q_6	10.40
Q_7	11.34
Q_8	12.29
Q_9	13.95



Tab.II.21. Evaluation de la surcharge « Q » pour le poteau P1.

A la base : Pour le poteau P1 $\begin{cases} G = 105.27t \\ Q = 13.95t \end{cases}$

- Poteau 2 (d'escaliers) :

➤ Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

G_i	Désignation	Section (m ²)	G total (t)
G_0	Terrasse inaccessible	6.48	3.8
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.94
	Poids de poteau	0.35×0.35	0.94
	total	/	6.68
G_1	Venant de G_0	/	6.68
	Terrasse accessible	10.64	5.54
	Poids des Poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.35×0.35	0.78
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	17.24

G₂	Venant de G ₁	/	17.24
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	28.24
G₃	Venant de G ₂	/	28.24
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	39.24
G₄	Venant de G ₃	/	39.24
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.91
	Poids de poteau	0.40×0.40	1.22
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	50.24
G₅	Venant de G ₄	/	50.24
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	61.55
G₆	Venant de G ₅	/	61.55
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	Poids d'escalier	2.59	2.33

	total	/	72.86
G₇	Venant de G ₆	/	72.86
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.89
	Poids de poteau	0.45×0.45	1.55
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	84.17
G₈	Venant de G ₇	/	84.17
	Poids du plancher étage courant	10.64	5.54
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	1.91
	Poids d'escalier	2.59	2.33
	total	/	95.81
G₉	Venant de G ₈	/	95.81
	Poids du plancher étage courant	13.87	7.23
	Poids poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	2.55
	Poids d'escalier	2.94	2.02
	total	/	109.47
G₁₀	Venant de G ₉	/	109.47
	Poids du plancher RDC	13.87	7.23
	Poids des poutres	0.30×0.40	1.86
	Poids de poteau	0.50×0.50	2.55
	Poids d'escalier	2.4	2.16
	total	/	123.27

Tab.II.22. Evaluation de la charge « G » pour le poteau P₂.

➤ Évaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂ :

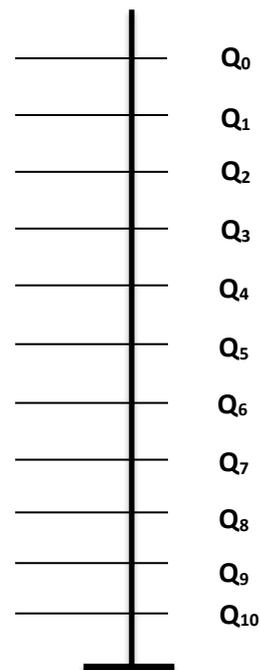
Niveau	q (t/m ²)	q _{esc} (t/m ²)	Q _{esc} (t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10	/	/	0.65
8 ^{ème} étage (Terrasse accessible)	0.15	0.25	0.65	2.25
7 ^{ème} , 6 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0.15	0.25	0.65	2.25
4 ^{ème} , 3 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	0.15	0.25	0.65	2.25
1 ^{er} étage	0.15	0.25	0.65	2.25
RDC	0.15	0.25	0.74	2.27
Entre sols	0.25	0.25	0.6	2.68

Tab.II.23. Evaluation de la surcharge « Q » pour chaque niveau.

- L'application de la loi de dégression :

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Q _i	Q (t)
Q ₀	0.65
Q ₁	2.90
Q ₂	4.93
Q ₃	6.08
Q ₄	8.30
Q ₅	9.65
Q ₆	10.78
Q ₇	11.90
Q ₈	13.03
Q ₉	14.16
Q ₁₀	15.57



Tab.II.24. Evaluation de la surcharge « Q » pour le poteau P2.

A la base : Pour le poteau P2 $\begin{cases} G = 123.27t \\ Q = 15.57t \end{cases}$

Les calculs montrent que le poteau « P₂ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{total}} = 123.29 \text{ t et } Q_{\text{total}} = 15.27 \text{ t}$$

➤ **Calcul de l'effort normal ultime « N_u » :**

$$N_u \text{ est calculé comme suit : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10%, telle que : $N_u^* = 1.1 (1.35G+1.5Q)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	G (t)	Q(t)	$N_u(t)$	$N_u^*(t)$
N_1	6.68	0.65	9.99	11.23
N_2	17.24	2.90	27.62	31.14
N_3	28.24	4.93	45.52	51.06
N_4	39.24	6.08	62.09	69.53
N_5	50.24	8.30	80.27	89.77
N_6	61.55	9.65	97.57	107.32
N_7	72.86	10.78	114.53	125.98
N_8	84.17	11.90	131.15	144.63
N_9	95.81	13.03	148.89	163.78
N_{10}	109.47	14.16	169.02	185.93
N_{11} (base)	123.27	15.57	189.77	208.75

Tab.II.25. L'effort normale ultime « N_u » dans chaque niveau.

L'effort normal ultime maximum $N_u = 189.77t$

$$\text{Donc : } N_u^* = 208.75t$$

II.4. Les Vérifications

L'effort normal ultime :

$$N_u = 189.77t \Rightarrow N_u^* = 208.75t$$

➤ **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u^* \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq 0.15 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.15 \text{ m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$
Entre sols ; RDC et 1 ^{er} étage	208.75×10 ⁻²	0.25	8.35	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	144.63×10 ⁻²	0.20	7.23	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	89.77×10 ⁻²	0.16	5.61	Vérifiée
8 ^{ème} étage et le poteau du locale machine	31.14×10 ⁻²	0.12	2.60	Vérifiée

Tab.II.26. Vérification de la résistance à la compression simple.

➤ **Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad l_f = 0.7 \times l_0 : \text{la longueur de flambement.}$$

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

$$A_s \geq 0.8\% \times Br. \quad \text{On prend } A_s = 1\% \times Br.$$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{..... BAEI 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-5) \times (b-5)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{r\text{cal}}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	B _{r cal} (m ²)	\overline{Nu} (KN)	N _u (KN)	Observation
50×50	0.25	3.88	2.72	18.84	0.80	0.20	0.1202	3496.30	211.55	Vérifiée
	0.25	3.37	2.36	16.39	0.81	0.20	0.1187	3563.48	211.55	Vérifiée
	0.25	2.86	2.00	13.86	0.82	0.20	0.1173	3732.69	211.55	Vérifiée
45×45	0.20	2.86	2.00	15.30	0.82	0.16	0.0814	2885.98	146.76	Vérifiée
40×40	0.16	2.86	2.00	17.32	0.81	0.12	0.0504	2138.09	89.77	Vérifiée
35×35	0.12	2.86	2.00	19.59	0.80	0.09	0.0180	1583.77	31.14	Vérifiée

Tab.II.27. Vérification au flambement.

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Condition du RPA 99 :**

1. $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$ vérifiée.
2. $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$ Vérifiée.
3. $0.25 < (b/h) < 4$ Vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.4. Conclusion

Après avoir fait le prédimensionnement des éléments structuraux, et la vérification de toutes les conditions nécessaires, nous avons adopté, pour les éléments, les sections suivantes :

- Poutres principales et secondaires (30,40) cm².
- Voiles de l'entre sol et R.D.C (e = 20cm).
- Voile de 1^{er} étage au dernier (e = 15cm).
- Entre sol, R.D.C et 1^{er} étage Poteaux (50,50) cm².
- 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage Poteaux (45,45) cm².
- 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage Poteaux (40,40) cm².
- 8^{ème} étage, et le poteau du local machine Poteaux (35,35) cm².

Chapitre III

III.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escaliers, acrotères, ascenseur). Cette étude se fera en suivant le cheminement suivant : calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003).

III.2. Les Plancher

Les planchers sont des aires, servent à séparer les différents étages, ces différents rôles sont :

- ✓ La résistance.
- ✓ L'isolation (thermique et phonique).
- ✓ La transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Dans notre étude, on a deux types de plancher en béton armé :

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

III.2.1. Plancher à corps creux

C'est le type le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, services,...), constitué des corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant du plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

III.2.1.1. Les poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure suivante :

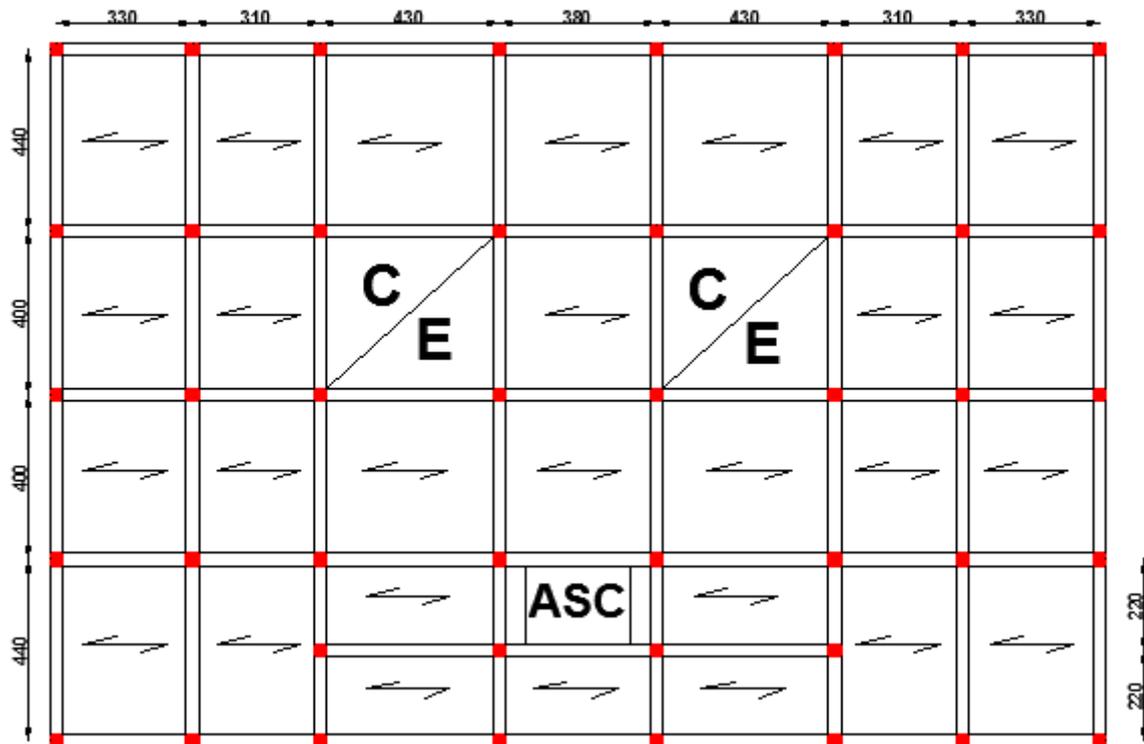
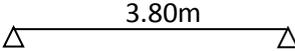
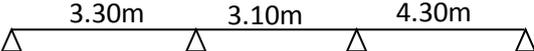
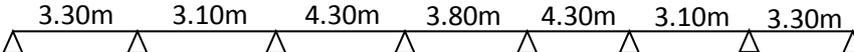
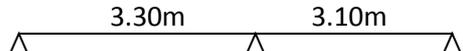
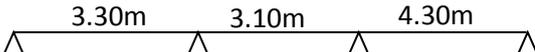
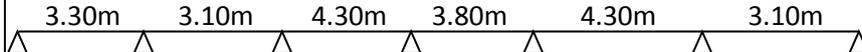
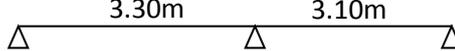
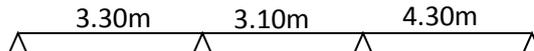
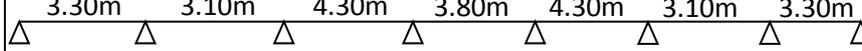
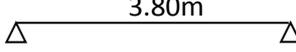


Fig.III.1. Schémas de disposition des poutrelles pour l'Entre sol et RDC.

III.2.1.1.1. Les différents types de poutrelles

	Types	Schéma statique
Etage de service	1	
	2	
	3	
	4	
Etage courant	1	
	2	
	3	
Terrasse accessible	1	
	2	
	3	
Terrasse inaccessible	1	

Tab III.1. Type de poutrelles

III.2.1.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.1.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2)

- 1) $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ Plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les planchers à corps creux.
- 2) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ Toutes les travées de nos poutrelles sont vérifiées sauf pour les deux types 3 et 4 de l'étage de service et les deux types 2 et 3 de l'étage courant et terrasse accessible.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

III.2.1.1.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q ; P_u = l_0 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q ; P_s = l_0 \times q_s$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0=0.65\text{m}$.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul.

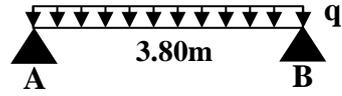
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher étage service	5.21	2.5	10.78	7.01	7.71	5.01
Plancher Etage courant	5,21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
Plancher terrasse accessible	5,21	1.5	11.12	7.23	8.07	5.25
Terrasse inaccessible	6.29	1.0	9.99	6.49	7.29	4.74

Tab III.2. Charges sur les poutrelles.

III.2.1.1.5. Calcul des sollicitations

➤ Plancher étage service :

✓ Type 1



Ce type est une poutre isostatique, le calcul se fera par la méthode classique de la R.D.M.

• Calcul à l'ELU :

- Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{7.01 \times 3.80^2}{8} = 12.65 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$M_A = M_B = 0 \text{ Kn.m}$ (poutre isostatique), mais le B.A.E.L exige des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif : $M_0^{rive} = -0.15 M_0$

$$M_A = M_B = -1.9 \text{ Kn.m}$$

- Moment en travée :

$M_{AB} = M_0$ (poutre isostatique)

$$M_{AB} = 12.65 \text{ Kn.m}$$

- Efforts tranchants :

$$V_A = \frac{P_s l}{2}$$

$$V_A = -V_B = 13.32 \text{ Kn}$$

• Calcul à l'ELS :

- Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{5.01 \times 3.80^2}{8} = 9.04 \text{ KN.m}$$

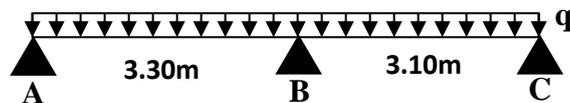
- Moments aux appuis :

$$M_A = M_B = -1.36 \text{ Kn.m}$$

- Moment en travée

$$M_{AB} = 9.04 \text{ Kn.m}$$

✓ Type 2



• Calcul à l'ELU

Dans ce type la méthode forfaitaire est applicable.

- Moments isostatiques :

Travée A-B : $M_0^{AB} = 9.54 \text{ Kn.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = 8.42 \text{ Kn.m}$

- Moments aux appuis

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15 * M_0$$

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

$$M_A = M_C = -1.43 \text{ Kn.m}$$

Appui intermédiaire

L'appui B est un appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.

Donc : $M_B = -0.6 M_0 \Rightarrow M_B = -5.72 \text{ Kn.m}$

- Moments en travées :

Le moment en travée est calculé à partir des deux conditions suivantes :

$$\mathbf{1^{\text{ère}} \text{ condition : } } M_t + \frac{Mg / + / Md /}{2} \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

2^{ème} condition :

$$\mathbf{a) Travée de rive : } M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\mathbf{b) Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.21} = 0.324$$

$$\alpha = 0.324 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.097 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.297 \end{cases}$$

Travée A-B :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t \geq 7.61 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \mathbf{1}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition } M_t \geq 6.19 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \mathbf{2}$$

$$\mathbf{M_t = \max (1 ; 2).}$$

$$\mathbf{M_t = 7.61 \text{ Kn.m}}$$

Travée B-C :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_t \geq 6.38 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \mathbf{1}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition } M_t \geq 5.46 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \mathbf{2}$$

$$\mathbf{M_t = \max (1 ; 2).}$$

$$\mathbf{M_t = 5.7 \text{ Kn.m}}$$

Efforts tranchants

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{Pu * l_i}{2}$ sauf sur le premier appui

intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{7.01 \times 3.3}{2} = 11.57 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -13.30 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{7.01 \times 3.1}{2} = 12.50 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -10.87 \text{ KN}$$

• **Calcul a L'ELS**

- **Moments isostatiques :**

Travée A-B : $M_0^{AB} = 6.82 \text{ Kn.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = 6.02 \text{ Kn.m}$

- **Moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$M_A = M_C = -1.02 \text{ Kn.m}$

Appui intermédiaire :

Donc : $M_B = -0.6 M_0 \Rightarrow M_B = -4.09 \text{ Kn.m}$

- **Moments en travées :**

Travée A-B

1^{ère} condition : $M_t \geq 5.93 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 1$

2^{ème} condition $M_t \geq 4.42 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 2$

$M_t = \max (1 ; 2).$

$M_t = 6.00 \text{ Kn.m}$

Travée B-C :

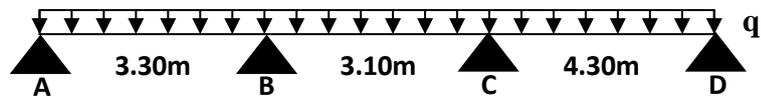
1^{ère} condition : $M_t \geq 4.05 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 1$

2^{ème} condition $M_t \geq 3.90 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots 2$

$M_t = \max (1 ; 2).$

$M_t = 4.10 \text{ Kn.m}$

❖ **Type 3 :**



Dans ce type la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifié

(3.1/4.3=0.72) donc on calcul avec **Caquot minorée**

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec une

charge permanente minorée **G'** qui est égal à $\frac{2}{3} * G$

$G' = \frac{2}{3} * 5.21 = 3.47 \text{ Kn/m}^2$

• **Calcul a L'ELU**

$q_u = 8.43 \text{ Kn/m}^2$

$p_u = 5.48 \text{ Kn/m}$

- **Moments isostatiques :**

$$M_0^{AB} = 7.46 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^{BC} = 6.58 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^{CD} = 12.66 \text{ Kn.m}$$

- **Moments aux appuis :****Appuis de rive :**

$$M_A = M_D = -1.9 \text{ Kn.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_i = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Appuis B :

$$M_B = -5.71 \text{ Kn.m}$$

Appuis C :

$$M_C = -9.01 \text{ Kn.m}$$

- **Moments en travées :**

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{|M_g|}{ql} - \frac{|M_d|}{ql}$$

Travée A-B :

$$x = 1.40$$

$$M_0(x) = 9.32 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^{AB} = 6.90 \text{ Kn.m}$$

Travée B-C :

$$x = 1.40$$

$$M_0(x) = 8.34 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^{BC} = 1.14 \text{ Kn.m}$$

Travée C-D :

$$x = 2.45$$

$$M_0(x) = 15.89 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^{CD} = 12.01 \text{ Kn.m}$$

- **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de la R.D.M

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_0 = \frac{P_u l}{2}$$

Travée A-B :

$$V_0 = 11.57 \text{ Kn}$$

$$V_A = 9.84 \text{ Kn}$$

$$V_B = -13.30 \text{ Kn}$$

Travée B-C :

$$V_0 = 10.87 \text{ Kn}$$

$$V_B = 9.81 \text{ Kn}$$

$$V_C = -11.93 \text{ Kn}$$

Travée C-D :

$$V_0 = 15.07 \text{ Kn}$$

$$V_C = 17.17 \text{ Kn}$$

$$V_D = -12.97 \text{ Kn}$$

- **Calcul à l'ELS**

$$q'_s = 5.77 \text{ Kn/m}^2$$

$$p'_s = 3.88 \text{ Kn/m}$$

- **Moments isostatiques :**

$$M_0^{AB} = 6.21 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^{BC} = 4.66 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^{CD} = 8.97 \text{ Kn.m}$$

- **Moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = -1.35 \text{ Kn.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_i = -\frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Appuis B :

$$M_B = -4.04 \text{ Kn.m}$$

Appuis C :

$$M_C = -6.38 \text{ Kn.m}$$

- **Moments en travées :**

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_g / ql}{M_d / ql}$$

Travée A-B :

$$x = 1.33$$

$$M_0(x) = 5.08 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^{AB} = 3.45 \text{ Kn.m}$$

Travée B-C :

$x = 1.36$

$M_0(x) = 4.59 \text{ Kn.m}$

$M_t^{BC} = -0.48 \text{ Kn.m}$

Travée C-D :

$x = 2.35$

$M_0(x) = 8.89 \text{ Kn.m}$

$M_t^{CD} = 6.10 \text{ Kn.m}$

- **Efforts tranchants**

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée A-B :

$V_0 = 6.40 \text{ Kn}$

$V_A = 5.18 \text{ Kn}$

$V_B = -7.62 \text{ Kn}$

Travée B-C :

$V_0 = 6.01 \text{ Kn}$

$V_B = 5.26 \text{ Kn}$

$V_C = -6.76 \text{ Kn}$

Travée C-D :

$V_0 = 8.34 \text{ Kn}$

$V_C = 3.42 \text{ Kn}$

$V_D = -0.46 \text{ Kn}$

Tous les résultats de calculs (ELU, ELS) sont résumés dans les tableaux suivants :

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.8	7.01	12.65	-1.90	-1.90	12.65	13.32	-13.32
	ELS								
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.8	5.01	9.04	-1.36	-1.36	9.04		

Tab III.3. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 1)

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 2	AB	3.30	7.01	9.54	-1.43	-5.72	7.61	11.57	-13.30	
	BC	3.10	7.01	8.42	-5.72	-1.43	6.38	12.50	-10.87	
	ELS									
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)			
	AB	3.30	5.01	6.82	-1.02	-4.09	5.44			
	BC	3.10	5.01	6.02	-4.09	-1.02	4.56			

Tab III.4. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 2)

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 3	AB	3.30	7.01	7.46	-1.90	-5.71	6.90	9.84	-13.30	
	BC	3.10	7.01	6.58	-5.71	-9.01	1.14	9.81	-11.93	
	CD	4.30	7.01	12.66	-9.01	-1.90	12.01	17.17	-12.97	
	ELS									
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)			
	AB	3.30	5.01	6.21	-1.35	-4.04	3.45			
	BC	3.10	5.01	4.66	-4.04	-6.38	-0.48			
CD	4.30	5.01	8.97	-6.38	-1.35	6.10				

Tab III.5. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 3)

❖ De manière similaire on calcule les autres types de poutrelles.

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 4	AB	3.30	7.01	9.54	-1.12	-5.71	6.90	9.84	-13.30	
	BC	3.10	7.01	8.42	-5.71	-6.09	2.52	10.75	-10.99	
	CD	4.30	7.01	16.20	-6.09	-6.85	9.74	14.89	-15.25	
	DE	3.80	7.01	12.65	-6.85	-6.85	5.80	13.32	-13.32	
	EF	4.30	7.01	16.20	-6.85	-6.09	9.74	15.25	-14.89	
	FG	3.10	7.01	8.42	-6.09	-5.71	2.52	10.99	-10.75	
	GH	3.30	7.01	9.54	-5.71	-1.12	6.90	13.30	-9.84	
	ELS									
		Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
		AB	3.30	5.01	6.82	-0.79	-4.04	4.95		
		BC	3.10	5.01	6.02	-4.04	-4.31	1.85		
		CD	4.30	5.01	11.58	-4.31	-4.85	7.00		
		DE	3.80	5.01	9.04	-4.85	-4.85	4.19		
		EF	4.30	5.01	11.58	-4.85	-4.31	7.00		
	FG	3.10	5.01	6.02	-4.31	-4.04	1.85			
	GH	3.30	5.01	6.82	-4.04	-0.79	4.95			

Tab III.6. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage service (Type 4)

➤ Plancher étage courant

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 1	AB	3.30	6.03	8.21	-1.23	-4.93	6.30	9.96	-11.45	
	BC	3.10	6.03	7.25	-4.93	-1.23	5.27	10.76	-9.35	
	ELS									
		Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
		AB	3.30	4.36	5.94	-0.89	-3.56	4.56		
	BC	3.10	4.36	5.24	-3.56	-0.89	3.81			

Tab III.7. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 1)

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.30	6.03	8.21	-1.56	-4.70	6.02	8.53	-11.37
	BC	3.10	6.03	7.24	-4.70	-7.42	1.25	8.47	-10.23
	CD	4.30	6.03	13.94	-7.42	-1.56	9.47	14.69	-11.23
	ELS								
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.30	4.36	5.94	-1.12	-3.37	4.37		
	BC	3.10	4.36	5.24	-3.37	-5.31	0.94		
CD	4.30	4.36	10.08	-5.31	-1.12	6.91			

Tab III.8. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2)

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.3	6.03	8.21	-0.92	-4.71	6.02	8.52	-11.38
	BC	3.1	6.03	7.24	-4.71	-5.03	2.37	9.25	-9.45
	CD	4.3	6.03	13.94	-5.03	-5.65	8.60	12.82	-13.10
	DE	3.8	6.03	10.88	-5.65	-5.65	5.23	11.46	-11.46
	EF	4.3	6.03	13.94	-5.65	-5.03	8.60	13.10	-12.82
	FG	3.1	6.03	7.24	-5.03	-4.71	2.37	9.45	-9.25
	GH	3.3	6.03	8.21	-4.71	-0.92	6.02	11.38	-8.52
	ELS								
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.3	4.36	5.94	-0.66	-3.38	4.37		
	BC	3.1	4.36	5.24	-3.38	-3.60	1.91		
	CD	4.3	4.36	10.08	-3.60	-4.05	6.26		
	DE	3.8	4.36	7.87	-4.05	-4.05	3.82		
	EF	4.3	4.36	10.08	-4.05	-3.60	6.26		
FG	3.1	4.36	5.24	-3.60	-3.38	1.91			
GH	3.3	4.36	5.94	-3.38	-0.66	4.37			

Tab III.9. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3)

➤ Plancher terrasse accessible

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.30	7.23	9.84	-1.48	-5.90	7.44	11.93	-13.71
	BC	3.10	7.23	8.68	-5.90	-1.48	6.21	12.88	-11.20
	ELS								
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.30	5.25	7.14	-1.07	-4.28	5.40		
	BC	3.10	5.25	6.30	-4.28	-1.07	4.51		

Tab III.10. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 1)

		ELU							
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.30	7.23	9.84	-1.84	-5.53	7.27	10.25	-13.61
	BC	3.10	7.23	8.96	-5.53	-8.73	1.62	10.18	-12.24
	CD	4.30	7.23	16.71	-8.73	-1.84	12.63	17.54	-13.51
	ELS								
	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.30	5.25	7.15	-1.32	-3.98	5.30		
	BC	3.10	5.25	6.31	-3.98	-6.28	1.23		
CD	4.30	5.25	12.13	-6.28	-1.32	9.20			

Tab III.11. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 2)

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 3	AB	3.3	7.23	9.84	-1.08	-5.53	7.27	10.25	-13.61	
	BC	3.1	7.23	8.69	-5.53	-5.91	2.96	11.09	-11.33	
	CD	4.3	7.23	16.71	-5.91	-6.63	10.44	15.37	-15.71	
	DE	3.8	7.23	13.05	-6.63	-6.63	6.42	13.74	-13.74	
	EF	4.3	7.23	16.71	-6.63	-5.91	10.44	15.71	-15.37	
	FG	3.1	7.23	8.69	-5.91	-5.53	2.96	11.33	-11.09	
	GH	3.3	7.23	9.84	-5.53	-1.08	7.27	13.61	-10.25	
	ELS									
		Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
		AB	3.3	5.25	7.15	-0.78	-3.98	5.30		
		BC	3.1	5.25	6.31	-3.98	-4.25	2.19		
		CD	4.3	5.25	12.13	-4.25	-4.77	7.62		
		DE	3.8	5.25	9.48	-4.77	-4.77	4.71		
		EF	4.3	5.25	12.13	-4.77	-4.25	7.62		
	FG	3.1	5.25	6.31	-4.25	-3.98	2.19			
	GH	3.3	5.25	7.15	-3.98	-0.78	5.30			

Tab III.12. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (Type 3)

➤ Plancher terrasse inaccessible

		ELU								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type 1	AB	3.8	6.49	11.71	-1.76	-1.76	11.71	12.33	-12.33	
	ELS									
		Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)		
	AB	3.8	4.74	8.56	-1.28	-1.28	8.56			

Tab III.13. Sollicitation a l'ELU et a l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 1)

III.2.1.1.6. Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

➤ Plancher étage service

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-1.90	12.65	13.32	-1.36	9.04
Type 2	-5.72	7.61	13.30	-4.09	5.44
Type 3	-9.01	12.01	17.17	-6.38	6.10
Type 4	-6.85	9.74	15.25	-4.85	7.00

Tab III.14. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage service)

➤ Plancher étage courant

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-4.93	6.30	11.45	-3.56	4.56
Type 2	-7.42	9.47	14.69	-5.31	6.91
Type 3	-5.65	8.60	13.10	-4.05	6.26

Tab III.15. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage courant)

➤ Plancher terrasse accessible

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-5.90	7.44	13.71	-4.28	5.40
Type 2	-8.73	12.63	17.54	-6.28	9.20
Type 3	-6.63	10.44	15.71	-4.77	7.62

Tab III.16. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (terrasse accessible)

➤ Plancher terrasse inaccessible

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-1.76	11.71	12.33	-1.28	8.56

Tab III.17. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible)

III.2.1.1.7. Les sollicitations maximales des poutrelles dans chaque type de plancher

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher étage service	$M_t = 12.65 \text{ KN.m}$	$M_t = 9.04 \text{ KN.m}$
	$M_a^i = -9.01 \text{ KN.m}$	$M_a^i = -6.38 \text{ KN.m}$
	$M^r = -1.90 \text{ KN.m}$	$M^r = -1.36 \text{ KN.m}$
	$V = 17.17 \text{ KN}$	
Plancher étage courant	$M_t = 9.47 \text{ KN.m}$	$M_t = 6.91 \text{ KN.m}$
	$M_a^i = -5.65 \text{ KN.m}$	$M_a^i = -5.31 \text{ KN.m}$
	$M^r = -1.56 \text{ KN.m}$	$M^r = -1.12 \text{ KN.m}$
	$V = 14.69 \text{ KN}$	
Plancher terrasse accessible	$M_t = 12.63 \text{ KN.m}$	$M_t = 9.20 \text{ KN.m}$
	$M_a^i = -8.73 \text{ KN.m}$	$M_a^i = -6.28 \text{ KN.m}$
	$M^r = -1.84 \text{ KN.m}$	$M^r = -1.32 \text{ KN.m}$
	$V = 17.54 \text{ KN}$	
Plancher terrasse inaccessible	$M_t = 11.71 \text{ KN.m}$	$M_t = 8.56 \text{ KN.m}$
	$M_a^i = //////////////$	$M_a^i = //////////////$
	$M^r = -1.76 \text{ KN.m}$	$M^r = -1.28 \text{ KN.m}$
	$V = 12.33 \text{ KN}$	

Tab III.18. Sollicitations maximales des poutrelles dans chaque plancher

III.2.1.1.8. Ferrailage des poutrelles

- Dimensionnement des poutrelles

$h_t = 20 \text{ cm}$; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (8 \text{ à } 12)$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm}$ et $b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différentes Poutrelles, ($L_y = 3.1 - 0.3 = 2.8\text{m}$).

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{53}{2}; \frac{280}{10} \right] = 26.5 \text{ cm}$$

On adopte: $b_1 = 25 \text{ cm}$.

$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 * 25 + 12 = 62 \text{ cm}$

Soit : $b = 62 \text{ cm}$.

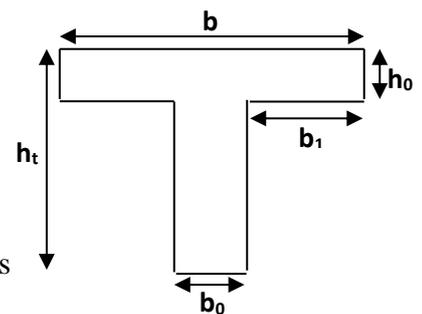


Fig III.2. Schéma d'une poutrelle

- Exemple de calcul du ferrailage
 - Poutrelles du plancher étage service

Les sollicitations maximales revenantes à ces poutrelles sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 12.65 \text{ KN.m} \\ M_a^i = -9.01 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -1.90 \text{ KN.m} \\ V = 17.17 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage longitudinal

- Calcul de l'armature en travée

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

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

❖ Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b = 65 \text{ cm}$ au lieu de $b = 62 \text{ cm}$ ($b=62\text{cm}$ est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et l'évaluation de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.30 m**.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$M_t = 12.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{12.65 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) \text{ d'où } \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \epsilon_l} \text{ et } \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.054$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.65 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}} \dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2,1).}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t > A_{\min} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **3HA10** avec **A = 2.36 cm²**.

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^{\text{int}} = 9.01 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = 0.03$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 0.038$$

$$Z = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_a^{\text{int}} = 1.46 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{int}} > A_{\min} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **2HA10** avec **A = 1.57 cm²**

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive**

$$M_u = 1.90 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = 0.034$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 0.043$$

$$Z = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_a^{rive} = 0.31 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **1HA10** avec **A = 0.79 cm²**.

❖ **Ferraillage transversal**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 120 / 10, 10 \} = 5.71\text{mm}$$

On adopte pour un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : **$A_t = 2\Phi 6 = 0.57\text{cm}^2$** .

- **Espacement S_t :**

D'après le **CBA (Art A.5.1.2.2)**, l'espacement des d'armatures transversales successifs doit satisfaire les conditions Suivantes :

$$1) .St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm}$$

$$2) .St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.795 - 0.3 \times 2.1)} = 92.12\text{cm}$$

$$St \leq 92.12\text{cm}$$

$$3) .St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.48\text{m} = 48\text{cm}$$

$St \leq \min (1; 2; 3)$, **Soit $St = 15\text{cm}$.**

Le ferrailage des poutrelles de tous les planchers est résumé dans le tableau suivant :

		M	μ_{bu}	α	Z	A_L^{Cal}	A_{min}	$A_{choisis}$	A_T^{Cal}	St
		KNm			cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm
Plancher étage service	Travée	12.65	0.042	0.054	17.6	2.07	1.41	3HA10 =2.36	2Φ6 =0.57	15
	Appuis de rive	1.90	0.034	0.043	17.7	0.31	0.26	1HA10 =0.79		
	Appuis intermédiaire	9.01	0.03	0.038	17.7	1.46	0.26	2HA10 =1.57		
Plancher étage courant	Travée	9.47	0.032	0.040	17.7	1.54	1.41	2HA10 =1.57	2Φ6 =0.57	15
	Appuis de rive	1.56	0.005	0.007	18	0.25	0.26	1HA10 =0.79		
	Appuis intermédiaire	5.65	0.019	0.024	17.8	0.91	0.26	2HA10 =1.57		
Plancher terrasse accessible	Travée	12.63	0.042	0.054	17.6	2.06	1.41	3HA10 =2.36	2Φ6 =0.57	15
	Appuis de rive	1.84	0.006	0.008	17.9	0.30	0.26	1HA10 =0.79		
	Appuis intermédiaire	8.73	0.029	0.037	17.7	1.42	0.26	2HA10 =1.57		
Plancher terrasse in-accessible	Travée	11.71	0.039	0.050	17.6	1.91	1.41	3HA10 =2.36	2Φ6 =0.57	15
	Appuis de rive	1.76	0.006	0.007	18	0.28	0.26	1HA10 =0.79		

Tab III.19. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

Vérifications à ELU :

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots \text{BAEL (Art A.5.1,1).}$$

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

$$V^{\max} = 17.17 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.17 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.795 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots \text{BAEL (Art A.5.3.2)}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.250 \times 17.17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.02 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots \text{BAEL (Art A.5.1.3.1.2).}$

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 17.17 \times 10^{-3} / 400 = 0.494 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \frac{V_u + M_u}{0.9d} \dots\dots \text{BAEL (Art A.5.1.3.2.1).}$$

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ m}^2.$$

$$1.15 / 400 \left((17.17 - 9.01) \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.18) \right) = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \frac{V_u + M_u}{0.9d} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ **BAEL (Art A.6.1.3).**

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01717 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ Tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = 17.17 \text{ KN.}$

$\sum U_i = \pi \times (3 \times \phi 10 + 2 \times \phi 10 + 1 \times \phi 10) = 188.40 \text{ mm}$

$\tau_{su} = 0.56 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$. Tel que : $\psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$\bar{\tau}_{su} = 2.84 \text{ Mpa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ BAEL (Art A.4.5.2).}$$

$$\begin{cases} M_t = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_a^i = -6.38 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -1.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$

$$32.5y^2 + 42.9y - 652.2 = 0 \dots\dots(1)$$

Après résolutions de l'équation (1) : **y = 3.87 cm.**

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

I=8349.89 cm⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.04 \times 10^{-3}}{8349.89 \times 10^{-8}} \times 0.0387 = 4.19 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -7.66 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A(d - y) = 0$

$$6y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : **y = 6.67 cm**

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

I=9452.48 cm⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.38 \times 10^{-3}}{9452.48 \times 10^{-8}} \times 0.0667 = 4.50 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

• **Etat limite de déformation** **BAEL (Art A.4.6.1).**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique de la travée.

A : Section des armatures choisies.

On a : $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.5}{f_e} = 0.008 \Rightarrow$ **la condition non vérifiée, donc on doit**

faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{430}{500} = 0.86cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Remarque : Pour le calcul de ces flèches on aura besoin de :

• **Evaluation des moments en travée**

q_{ser}^j = 0.65 × G^{rev} : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

q_{ser}^g = 0.65 × G : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q_{ser}^p = 0.65 × (G + Q) : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Avec : $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5.21 - (0.44+0.4+0.36+0.21) = 3.8 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_{ser}^j = 0.65 \times G^{rev} = 0.65 \times 3.8 = 2.47 \text{ KN/m} \\ q_{ser}^g = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.21 = 3.39 \text{ KN/m} \\ q_{ser}^p = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 2.5) = 5.010 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{ser}^g = q_{ser}^g \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{ser}^g = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^j = q_{ser}^j \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{ser}^j = 4.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^p = q_{ser}^p \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{ser}^p = 9.05 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 3.87 \text{ cm}$.

$$I = 8349.89 \text{ cm}^4.$$

Position du centre de gravité de la section homogène

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')} = 7.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A(d - v)^2 + 15 \times A'(v - d')^2$$

$I_0 = 20213.28 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)).

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.74 \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.50 \text{ Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 113.21 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 155.09 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 229.72 \text{ MPa} \end{cases}$$

Inerties fictives (I_f) : Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.48 > 0 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.59 > 0 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.7 > 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 7913.80 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6895.95 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6110.09 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 11766.09 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

• Évaluation des flèches :

$$\left\{ \begin{aligned} f_{ji} &= \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0.0032m \\ f_{gi} &= \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.0050m \\ f_{pi} &= \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0.0084m \\ f_{gv} &= \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.0089m \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0089 - 0.0032 + 0.0084 - 0.0050 = 0.0091m$$

$\Delta f_t = 0.91cm > f_{adm} = 0.86cm$ la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\left\{ \begin{aligned} A &= 2HA10 + 1HA12 = 2.70cm^2 \\ A_u^{int} &= 1HA10 + 1HA14 = 2.51cm^2 \end{aligned} \right.$

L'évaluation de la flèche de chaque plancher est résumée dans le tableau suivant :

	L (m)	A _s (cm ²)	M ^j _{ser} (KN.m)	M ^g _{ser} (KN.m)	M ^p _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
Plancher étage service	4.3	2.70	4.46	6.11	9.05	8349.89	20821.42
Plancher étage courant	4.3	3.05	4.46	6.11	10.08	8349.89	21434.62
Plancher terrasse accessible	4.3	4.21	7.51	9.87	12.12	8349.89	23378.87
Plancher terrasse inaccessible	3.8	2.36	7.65	6.10	8.82	8349.89	20213.28
	Y (cm)	I _{fj} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
Plancher étage service	3.87	8347.69	7453.89	6732.97	12521.90	0.83	0.86
Plancher étage courant	3.87	8849.30	8054.82	7193.70	13314.33	0.86	0.86
Plancher terrasse accessible	3.87	9719.84	9347.13	9136.91	15122.88	0.84	0.86
Plancher terrasse inaccessible	3.87	6443.88	6977.53	6174.04	11860.74	0.41	0.76

Tab III.20. Évaluation de la flèche dans chaque niveau.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poutrelles des différents planchers :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Plancher étage service	Travée	2.07	2HA10+1HA12 = 2.70	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1.46	1HA10+1HA14 = 2.51	
	Appuis de rive	0.31	1HA10 = 0.79	
Plancher étage courant	Travée	1.54	2HA12+1HA10 = 3.05	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	0.91	1HA10+1HA14 = 2.51	
	Appuis de rive	0.25	1HA10 = 0.79	
plancher terrasse accessible	Travée	2.06	2HA14+1HA12 = 4.21	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.42	1HA10+1HA14 = 2.51	
	Appuis de rive	0.30	1HA10 = 0.79	
Plancher terrasse inaccessible	Travée	1.91	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0,57
	Appuis de rive	0.28	1HA10 = 0.79	

Tab III.21. Ferrailage des poutrelles des différents planchers.

Les schémas de ferrailage des poutrelles sont représentés dans le tableau suivant :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage service			
Plancher étage courant			
Plancher terrasse accessible			
Plancher terrasse inaccessible			

Tab III.22. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau.

III.2.1.2. Dalle de compression

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

On utilise des treillis soudés de nuance $f_e = 500$ MPa

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2,$$

Perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

On choisit :

$$5\text{TS6}/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2,$$

Parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

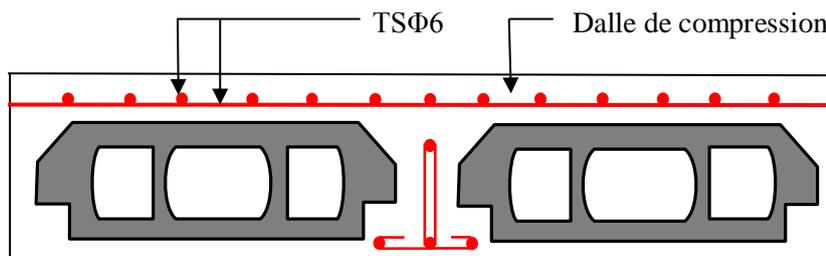


Fig. III.3. Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.2.2. Planchers à dalles plaines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

On appelle :

l_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

l_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} \text{Si : } \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant } l_x \text{).} \\ \text{Si : } \rho > 0.4 \Rightarrow \text{ la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

Données des différentes dalles

	Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	ELU		ELS	
					μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
Dalles sur 2 appuis	D1	0.80	1.70	0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
	D2	1.70	1.70	1	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
	D3	1.00	3.70	0.27	/	/	/	/
Dalles sur 3 appuis	D4	1.50	4.00	/	/	/	/	/
	D5	1.10	3.50	/	/	/	/	/
	D6	0.85	1.80	/	/	/	/	/
Dalles sur 4 appuis	D7	1.80	3.50	0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
	D8	3.50	3.50	1	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Tab III.23. Données des différentes dalles

III.2.2.1. Dalles sur deux (02) appuis

a) Dalle plane sur deux appuis perpendiculaires avec ρ > 0.4

Comme notre dalle se situe à l'extérieur, on va prendre la fissuration nuisible.

➤ Calcul des sollicitations dans D2 :

On se contentera d'étudier la dalle type D2 qui est la plus défavorable, et ça sera le même ferrailage pour le type D1.

$$\rho = \frac{1.7}{1.7} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille selon les deux sens.}$$

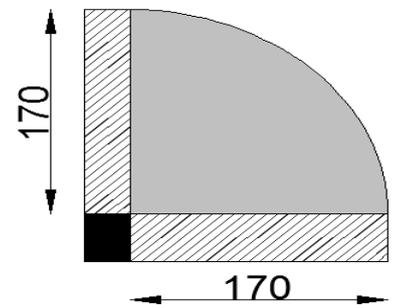


Fig III.4. Dalle sur deux appuis.

Evaluation de charges

$$G = 4.6 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des chargements

$$q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = 11.46 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G + Q) = 8.10 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments

Isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0U}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 11.46 \times 1.70^2 = 1.22 \text{ KN.m} \\ M_{0U}^y = \mu_y \times M_{0U}^x = 1.22 \text{ KN.m} \\ M_{0S}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 8.10 \times 1.70^2 = 1.03 \text{ KN.m} \\ M_{0S}^y = \mu_y \times M_{0S}^x = 1.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0U}^x = 1.04 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_{0U}^y = 1.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0S}^x = 0.88 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_{0S}^y = 0.88 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$\text{ELU} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0U}^x = -0.37 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0S}^x = -0.31 \text{KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Exemple de ferrailage :

En travée : sens X-X

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0090$$

$$\mu_{bu} < \mu_t \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.090 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.65 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.33 \text{cm}^2.$$

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

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.96 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times b \times e \end{cases}$$

$A_{\min} = 0.96 \text{cm}^2 > A_t = 0.33 \text{cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

Donc : on ferraille avec A_{\min} .

On opte pour **3HA8** avec **A = 1.51 cm²**.

St = 33 cm

Vérification des espacements :

$St \leq \min(2e, 25cm) \Rightarrow St = 33cm > 24cm$ **Condition non vérifiée.**

Donc on doit augmenter le nombre de barres pour une bande d'un mètre linéaire.

$A = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis.

	En travée			
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x	0.34	0.96	5HA8=2.51	20
Sens y	0.34	0.96	5HA8=2.51	20
	En appui			
Sens x ; y	0.12	0.96	5HA8=2.51	20

Tab III.24. Section d'armatures pour les dalles sur deux appuis

Vérifications :

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{11.46 \times 1.70}{2} \times \frac{1.70^4}{1.70^4 + 1.70^4} = 4.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.054 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.054 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 > 0.14 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0s}^x = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_{0s}^y = 0.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2095.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Tarvée X-X	0.88	2095.12	2.25	0.95	15
Travée Y-Y	0.88	2095.12	2.25	0.95	15
Appui X;Y	-0.31	2095.12	2.25	0.33	15

Tab III.25. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \right] = \min [266.67; 201.63] \text{MPa.} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}^t}{I} \times (d - y) = 42.53 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

Selon le **BAEL (Art. 6,10)**, Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x ;

$$\frac{e}{l_x} > \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^x}{20M_{0s}^x} \right) \Rightarrow 0.0705 > 0.043 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage de D1 et D2 :**

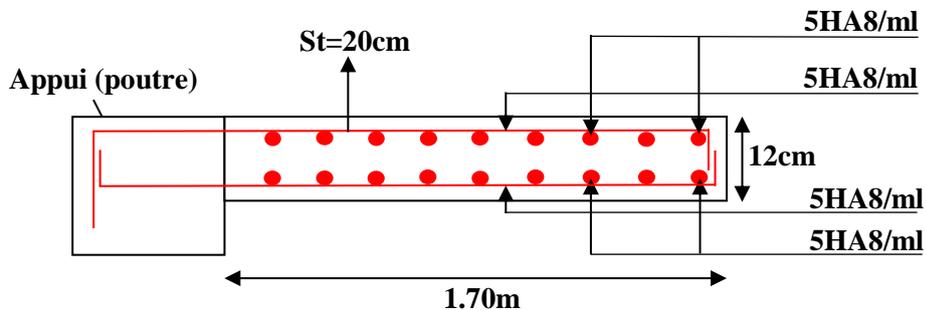


Fig.III.5. Schéma de ferrailage des dalles sur deux appuis.

b) Dalle plane sur deux appuis perpendiculaires avec $\rho < 0.4$

➤ Calcul des sollicitations dans D3

$\rho = \frac{1}{3.7} = 0.27 < 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle travaille selon un seul sens.

Evaluation de charges :

$G = 4.6 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Calcul des chargements :

$q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = 11.46 \text{ KN/m}$.

$q_s = (G + Q) = 8.10 \text{ KN/m}$.

Calcul des moments :

Isostatiques :

$M_{0U}^x = \frac{q_u l_x^2}{8} = \frac{11.46 \times 1.3^2}{8} \Rightarrow 1.43 \text{ KN.m}$

$M_{0S}^x = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{8.1 \times 1.3^2}{8} \Rightarrow 1.01 \text{ KN.m}$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0U}^x = 1.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU} \\ M_t^x = 0.85M_{0S}^x = 0.86 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0U}^x = -0.43 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU} \\ M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0S}^x = -0.30 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$

Calcul de la section d'armatures principales

Le tableau résume le calcul des armatures en travée et en appuis :

	En travée			
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x	0.39	0.96	5HA8=2.51	20
	En appui			
	Sens x	0.28	0.96	5HA8=2.51

Tab III.26 Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis avec $\rho < 0.4$

Avec : $A_{\min}^x = 0.0008 \times b \times e$

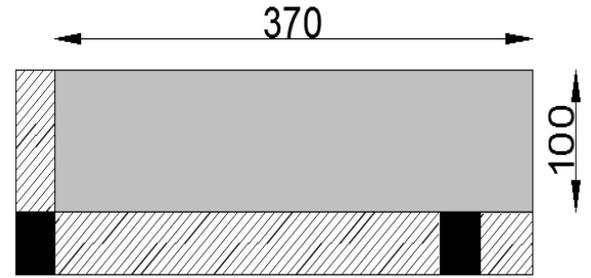


Fig III.6. Dalle sur deux appuis.

- **Calcul de la section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_l}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_r = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Vérification des espacements :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérifications**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\rho < 0.4$$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{P_u \times l_x}{2}$$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{11.46 \times 1}{2} = 5.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.064 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.064 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 > 0.16 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_t^x = 0.85 M_{0S}^x = 0.86 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2095.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Travée X-X	0.86	2095.12	2.25	0.92	15
Appui X-X	-0.30	2095.12	2.25	0.32	15

Tab III.27. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta^* f_{tj}} \right) \right] = \min [266.67; 201.63] \text{MPa} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}^t}{I} \times (d - y) = 41.56 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^x}{20M_{0s}^x} \right) \Rightarrow 0.12 > 0.043 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Schéma de ferrailage de D3

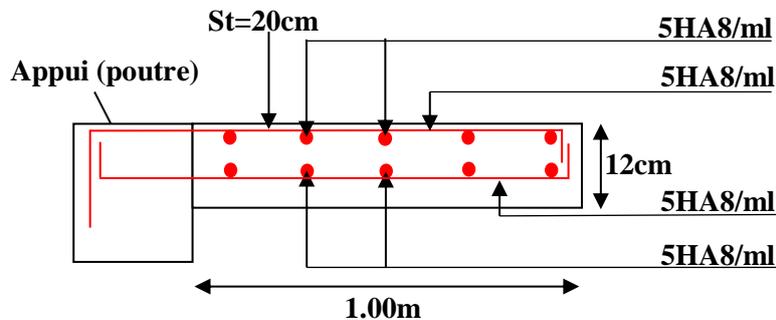


Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.2.2.2. Dalle sur trois (03) appuis

On se contentera d'étudier la dalle type D4 qui est la plus défavorable, et ça sera le même ferrailage pour le type D5.

➤ Calcul des sollicitations dans D4

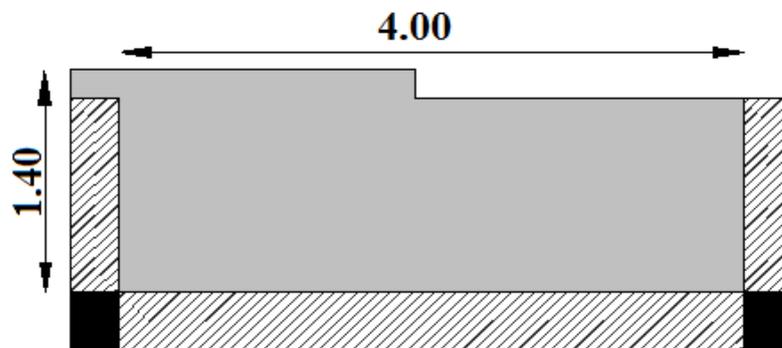


Fig III.8. Dalle sur trois appuis.

Calcul des moments isostatiques :

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques

sollicitant la pièce comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{ql_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{ql_x^2}{8} \times (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{ql_x^3}{48} \end{cases} \\ l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{ql_x^2}{2} l_y - \frac{2}{3} ql_x^3 \\ M_0^y = \frac{ql_x^3}{6} \end{cases} \end{array} \right.$$

$L_x = 1.4m$, et $L_y = 4m$.

Dans notre cas $l_x = 1.4m < \frac{l_y}{2} = 2m$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M ₀ (KN.m)		M _t (KN.m)		A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens X-X	23.96	16.93	20.37	14.39	7.21	0.96	5HA14=7.70	20
Sens Y-Y	5.24	3.70	4.45	3.15	1.45	0.96	5HA8=2.51	20
En appui								
Sens X,Y	23.96	16.93	-7.19	-5.08	2.37	0.96	4HA10=3.14	20

Tab III.28. Section d'armatures pour les dalles sur trois appuis

Avec : $A_{min} = 0.0008 \times b \times e$

Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 20cm \leq \min(2e, 25cm) = 24cm \text{ vérifiée (sens principale X - X)} \\ St = 20cm \leq \min(2e, 25cm) = 24cm \text{ vérifiée (sens secondaire Y - Y)} \end{array} \right.$$

• **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.90KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = 0.09MPa$$

- $\tau = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$

$\tau_u = 0.09 MPa \leq 1,25MPa$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 7.70\text{cm}^2 > 0.23 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

À PELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Travée X-X	14.39	4921.93	3.55	10.38	15
Travée Y-Y	3.15	2095.12	2.25	4.17	15
Appui X-X	-5.08	2510.67	2.48	5.02	15

Tab III.29. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta^* f_{tj}} \right) \right] = \min [266.67; 201.63] \text{MPa} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}^t}{I} \times (d - y) = 239 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_s} = \frac{15.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 201.63} = 8.81 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ d'où } \alpha \in [0 ; 1]$$

D'après les itérations qu'on a effectuées on trouve : $\alpha = 0.42$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma}_s} = 9.22 \text{cm}^2$$

On va prendre : **A_s = 6HA14 = 9.24 cm².**
St = 15 cm.
Y = 3.80 cm.
I = 5576.81 cm⁴.

- **État limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^x}{20M_{0s}^x}\right) \Rightarrow 0.0857 > 0.0425 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0103 > 0.0050 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.80	5576.81	15647.40	10827.47	8874.07	10003.14	12510.28	0.07	0.28

Tab III.30. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis (sens X-X).

$$\Delta f = 0.07 \text{ cm} < f_{adm} = 0.28 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$\frac{e}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^y}{20M_{0s}^y}\right) \Rightarrow 0.03 < 0.0426 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
2.25	2095.12	14738.85	16212.74	16212.74	16212.74	16212.74	0.11	0.8

Tab III.31. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis (sens Y-Y).

$$\Delta f = 0.32 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage de D4 et D5 :**

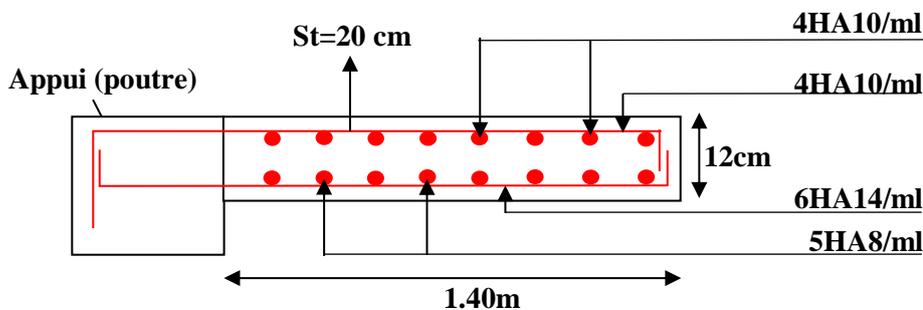


Fig.III.9. Schéma de ferrailage des dalles sur trois appuis

➤ **Calcul des sollicitations dans D6 :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur, on va prendre la fissuration peut nuisible.

Calcul des moments :

Isostatiques :

$$L_x = 0.85m.$$

$$L_y = 1.80m.$$

Dans notre cas $l_x = 0.85m < \frac{l_y}{2} = 0.90m$

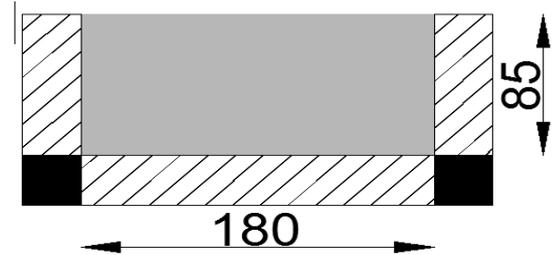


Fig II.10. Dalle sur trois appuis.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M ₀ (KN.m)		M _t (KN.m)		A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
Sens X-X	2.76	1.95	2.35	1.66	0.68	0.96	3HA8=1.51	33
Sens Y-Y	1.17	0.83	0.99	0.71	0.29	0.96	3HA8=1.51	33
En appui								
Sens X,Y	2.76	1.95	-0.83	-0.59	0.24	0.96	3HA8=1.51	33

Tab III.32. Section d'armatures de la dalles D6.

Avec : $A_{min} = 0.0008 \times b \times e$

Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 33cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale X - X)} \\ St = 33cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire Y - Y)} \end{array} \right.$$

• **Vérifications**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.64KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = 0.046MPa$$

- $\tau = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$

$\tau_u = 0.046MPa \leq 1,25MPa$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 1.51 \text{ cm}^2 > 0.13 \text{ cm}^2 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

A P'ELS :

$M_t^x = 0.85 M_{0S}^x = 1.66 \text{ KN.m}$

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28}$

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Travée X-X	1.66	1714.66	1.91	1.85	15
Travée Y-Y	0.71	1714.66	1.91	0.79	15
Appui X-X	-0.59	1714.66	1.91	0.66	15

Tab III.33. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :

$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^x}{20M_{0S}^x}\right) \Rightarrow 0.1412 > 0.0425 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.0050 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y :

$\frac{e}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^y}{20M_{0S}^y}\right) \Rightarrow 0.0667 > 0.0428 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.0050 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- Schéma de ferrailage :

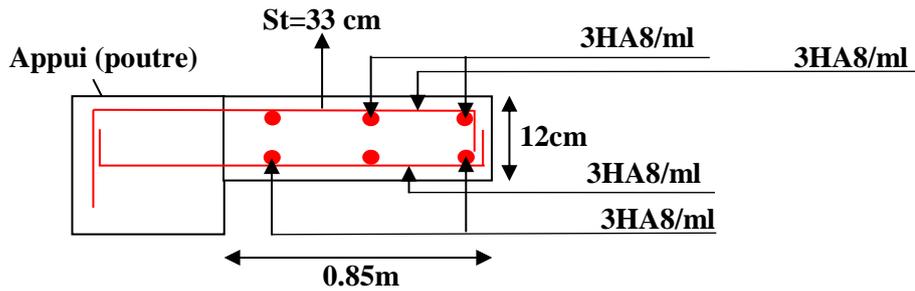


Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D6.

III.2.2.3. Dalle sur quatre (04) appuis

- Dalle sur quatre appuis avec ouverture « D8 »

$$L_x = L_y = 350 \text{ cm} \Rightarrow \rho = 1.$$

- Calcul des sollicitations dans D8

$$\rho = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens.}$$

Evaluation de charges :

$$G = 6.52 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des chargements :

$$q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q) = 11.05 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G + Q) = 8.02 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments :

Isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0U}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 11.05 \times 3.50^2 = 4.98 \text{ KN.m} \\ M_{0U}^y = \mu_y \times M_{0U}^x = 4.98 \text{ KN.m} \\ M_{0S}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0441 \times 8.02 \times 3.50^2 = 4.33 \text{ KN.m} \\ M_{0S}^y = \mu_y \times M_{0S}^x = 4.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 M_{0U}^x = 4.23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0U}^y = 4.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

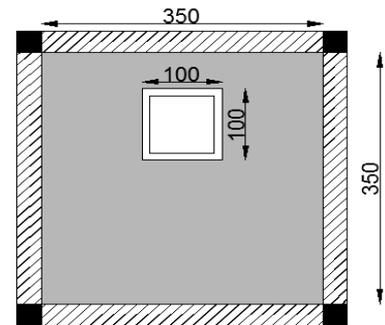


Fig II.12. Dalle sur quatre appuis.

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 0.85M_{0S}^x = 3.68KN.m \\ M_t^y = 0.85M_{0S}^y = 3.68KN.m \end{cases}$$

En appuis :

$$\text{ELU} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0U}^x = -1.49KN.m$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.3M_{0S}^x = -1.30KN.m$$

• **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.
Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis.

	En travée			
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x	1.24	0.96	5HA8=2.51	20
Sens y	1.24	0.96	5HA8=2.51	20
	En appui			
Sens x ; y	0.43	0.96	5HA8=2.51	20

Tab III.34. Section d'armatures de la dalle D8.

$$\text{Avec :} \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.96cm^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times b \times e \end{cases}$$

Vérification des espacements :

$$\begin{cases} St = 20cm \leq \min(2e, 25cm) = 24cm \text{ vérifiée (sens principale X - X)} \\ St = 20cm \leq \min(2e, 25cm) = 24cm \text{ vérifiée (sens secondaire Y - Y)} \end{cases}$$

Vérifications :

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = V_u^y = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = V_u^x = \frac{11.05 \times 3.50}{2} \times \frac{3.50^4}{3.50^4 + 3.50^4} = 18.71KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.187MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = 0.187MPa \leq 1.25MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_t \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

A P'ELS :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0S}^x = 3.68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0S}^y = 3.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2095.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Tarvée X-X	3.68	2095.12	2.25	3.95	15
Travée Y-Y	3.68	2095.12	2.25	3.95	15
Appui X;Y	-1.30	2095.12	2.25	1.40	15

Tab III.35. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

Selon le **BAEL (Art. 6,10)**, Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X et Y-Y : (L_x = L_y)

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ts}^x}{20 M_{0S}^x}\right) \Rightarrow 0.0343 < 0.0423 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
1.91	1714.66	14762.40	16238.64	16238.64	16238.64	16238.64	0.17	0.7

Tab III.36. Évaluation de la flèche pour les dalles sur trois appuis.

$$\Delta f = 0.17 \text{ cm} < f_{adm} = 0.7 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

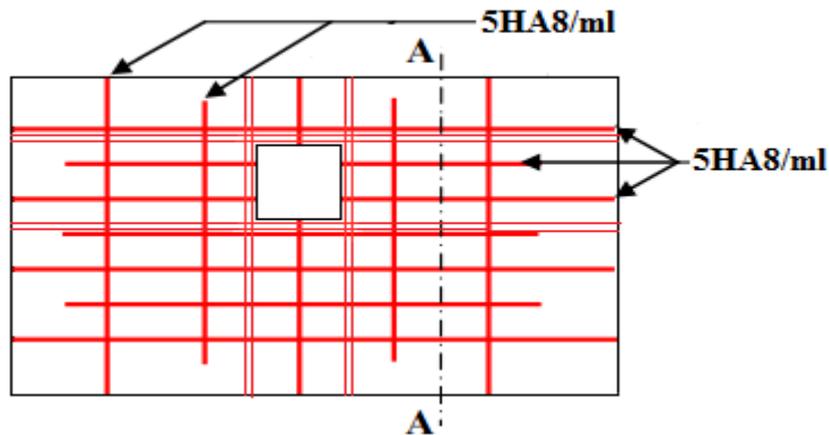


Fig.III.13.1. Schéma de ferrailage de la dalle D8.

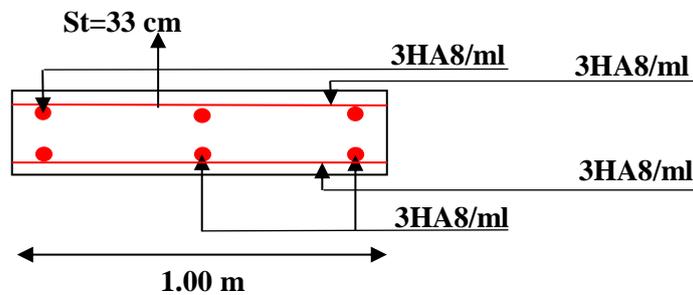


Fig.III.13.2. Coupe transversale (A-A) de la dalle D8.

III.3. L'ascenseur

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- Largeur \times Longueur = $(1,80 \times 1,80) \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.

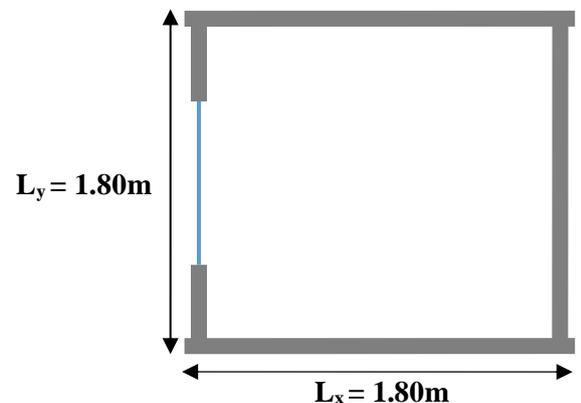


Fig II.14. Cage d'ascenseur.

- le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg.

On définit deux types de dalles qui sont :

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

Avec : $P = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN}$.

III.3.1. Dalle de salle machine (locale)

- e: épaisseur de la dalle.

- e₀: épaisseur de revêtement.

- a₀ et U sont // à l_x.

- b₀ et V sont // à l_y.

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire a₀ × b₀. Elle agit uniformément sur aire u × v située sur le plan moyen de la dalle.

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

u × v : Surface d'impact.

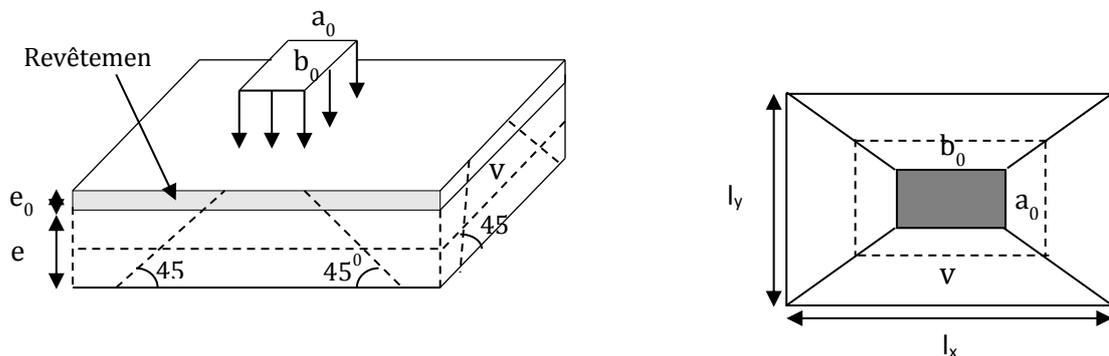


Fig.III.15. Schéma représentant la surface d'impact.

$$U = a_0 + e + 2\xi \times e_0$$

$$V = b_0 + e + 2\xi \times e_0$$

Avec :

- ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant $\xi=0.75$).

$$U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm}$$

➤ Calcul à l'ELU

• Calcul des moments

❖ M_1^x et M_1^y Du système de levage

On a un chargement concentré centré :

$$M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U*V)$$

$$M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U*V)$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1 \text{ et } \frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = \frac{102.2}{180} = 0.57$$

Soit $M_1 = M_2 = 0,076$

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

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 64.3 = 86,81 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 86,81 \times (1,04 \times 1,04) \Rightarrow M_1^x = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 86,81 \times (1,04 \times 1,04) \Rightarrow M_1^y = 7.14 \text{ KN.m}$$

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

$$M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_2^y = \mu_y \times M_2^x$$

$\rho = 1 \Rightarrow$ La dalle travaille selon les deux sens.

$$\mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

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

$$G = 6.52 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 6.52 + 1.5 \times 1 = 10.30 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_2^x = 0.0368 \times 10.30 \times 1.8^2 = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 1 \times M_2^x = 1.29 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 8.43 \text{ KNm} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 8.43 \text{ KNm} \end{cases}$$

• Calcul de la section d'armatures :

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

$$\begin{cases} M_{t_x} = M_{t_y} = 0.85M_x = 7.17 \text{ KNm} \\ M_{a_x} = M_{a_y} = -0.3M_x = 2.53 - \text{KNm} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{choisi} (cm ²)
Travée sens x,y	7.17	0.0505	0.0648	0.0974	2.12	0.96	4HA10=3.14
Appui sens x,y	-2.53	0.0178	0.0225	0.0990	0.73	0.96	3HA8=1.51

Tab III.37. Section d'armatures de la dalle de l'ascenseur.

• **Vérification de l'espacement**

$$S_{t_x} = 25\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{t_y} = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au poinçonnement**

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

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

Avec U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U+V) = 408.8 \text{ cm.}$$

$$P_u = 86.81 < 367.92 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$T_u = T_v = P_u / (3U) = 28.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / (b \cdot d) = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 (f_{c28} / \gamma_b) = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Moments engendré pas le système de levage**

$$P_{ser} = 64.5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) \times q \times (U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) \times q \times (U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = 6.13 \text{ KN.m} \\ M_1^y = 6.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment dû au poids propre de la dalle

$$q_s = 6.52 + 1 = 7.52 \text{ KN / ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 0.0441 \times 7.52 \times 1.8^2 \\ M_2^y = 1 \times M_2^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_2^x = 1.07 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 1.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments :

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 6 + 1.07 = 7.20 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

$$M_{t_x} = M_{t_y} = 0.85M_x = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_x} = M_{a_y} = -0.3M_x = -2.16 \text{ KN.m}$$

	M_x (KN.m)	A^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	6.12	3.14	2.63	3164.71	5.09 < 15	Vérifiée
Appui	-2.16	1.51	1.91	1714.66	2.41 < 15	Vérifiée

Tab III.38. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche

Sens X-X et Y-Y : ($L_x = L_y$)

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{t_x}}{20M_x}\right) \Rightarrow 0.0667 > 0.0425 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0031 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

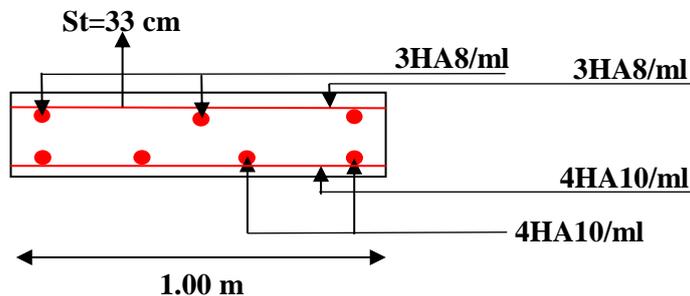


Fig.III.16.1. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

III.3.2. Dalle au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h =12cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 6.52 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = F_c / S = 50 / 3.24 = 15.43 \text{ KN/m}^2$
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 21,95 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 29.63 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1$

$\mu_x = 0.0368$ et $\mu_y = 1$

- **Calcul des moments à l'ELU :**
 $M_x = 0,0368 \times 29.63 \times 1,8^2 = 3.53 \text{ KN.m}$
 $M_y = M_x = 3,53 \text{ KN.m}$
 $M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 3 \text{ KN.m}$
 $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x = -1,06 \text{ KN.m}$

- **Calcul de la section d'armatures :**
 Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{choisi} (cm ²)
Travée sens x,y	3	0.0211	0.0267	0.0989	0.87	0.96	3HA10=2.36
Appui sens x,y	-1.06	0.0075	0.0094	0.0996	0.31	0.96	3HA8=1.51

Tab III.39. Section d'armatures de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

- **Vérification de l'espacement**
 $S_{t_x} = 33cm \leq \min (3e ; 33cm) = 33cm \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
 $S_{t_y} = 33cm \leq \min (4e ; 45cm) = 45cm \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- **Calcul a l'ELS**
 $P_{ser} = 21.95 \text{ KN/m}^2$
 $M_x = 0,0441 \times 21.95 \times 1,8^2 = 3.14 \text{ KN.m}$
 $M_y = M_x = 3.14 \text{ KN.m}$
 $M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2.67 \text{ KN.m}$
 $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = -0.94 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

	M_x (KN.m)	A^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	2.67	2.36	2.33	2504.19	2.48 < 15	Vérifiée
Appui	-0.94	1.51	1.91	1714.66	1.05 < 15	Vérifiée

Tab III.40. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

• **Vérification de la flèche**

Sens X-X et Y-Y : ($L_x = L_y$)

$$\frac{e}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_x}\right) \Rightarrow 0.0667 > 0.0425 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage :**

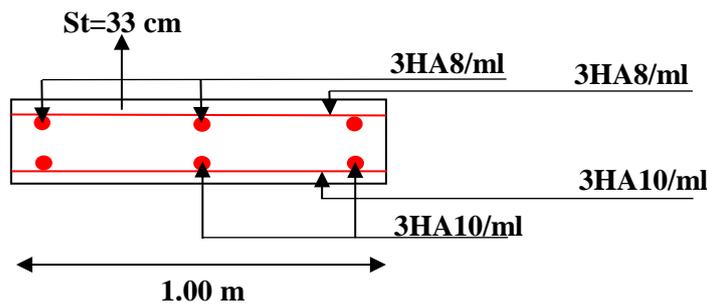


Fig.III.16.2. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

III.4. Acrotères

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. La fissuration est considérée préjudiciable. Les dimensions des acrotères sont données dans les figures (II.12.1 et II.12.2).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 0.90 m, et pour l'autres on adoptera le même ferrailage.

• Charge verticales :

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
90	10	0.1075	2.69	0.68	3.37	1.00

Tab III.41. Charges verticales sur l’acrotère.

• Charge horizontales

Force sismique : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ RPA99 (Art 6.2.3)

Avec :

$A = 0,15$ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone.

$C_p = 0,8$: facteur de force horizontale.

$W_p = G = 3,37$ KN : poids propre de l'acrotère.

Donc : **$F_p = 1,62$ KN.**

• Calcul des sollicitation

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.046m \\ Y_G = 0.351m \end{cases}$$

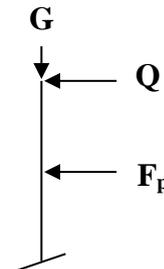


Fig.17. Modèle de calcul de l’acrotère

l’acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.37 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.9 \Rightarrow M_Q = 0.900 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.62 \times 0.351 \Rightarrow M_{F_p} = 0.569 \text{ KN.m}$$

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	3.37	4.55	3.37
M (KN.m)	1.469	1.35	0.9

Tab III.42. Combinaisons d’actions de l’acrotère.

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage sera calculer à l'ELU puis varifié à l'ELS.

a) Calcul à l'ELU

Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.469}{3.37} = 0.435m \\ \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016m \end{cases} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une

excentricité totale de calcul (e) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2\text{cm}, h/250) = 2 \text{ cm}$ avec : h : hauteur de l'élément = 90 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.9} = 0 \dots\dots \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

h_0 : hauteur de la section = 10 cm.

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 h = 2 \times 0.9 = 1.8 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.8^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.019m$$

D'où : $e = 0.435 + 0.02 + 0.019 = 0.474m$

Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 4.55 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 4.55 \times 0.474 = 2.16 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage de l'acrotère**

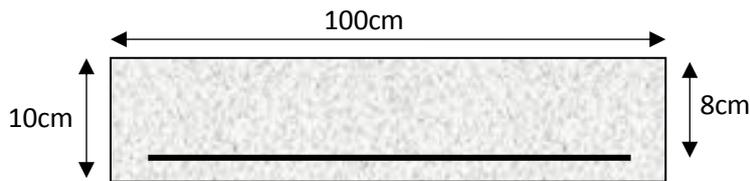


Fig. III.18. Section à ferrailer.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - (h/2)) = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0253 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

Donc : $\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0320$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0987m$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

• **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml.$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.62 + 1 = 2.62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.62 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.033 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.033 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1.51}{4} \Rightarrow A_r = 0.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 90/4 = 22.5 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 3 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 7.54 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.62 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.0754) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \dots\dots \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} = 0.48 < \Psi_s = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 3.37 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h = 0.9 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$F.N \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression 'c' à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.9/3.37) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{h}{2} = \frac{0.9}{3.37} + \frac{0.10}{2} = 0.32 \text{ m}$$

$$c = 0.32 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c.$$

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

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -0.065m^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b \Rightarrow P = -0.31m^2$$

En remplaçant 'q' et 'p' dans (*), sa résolution donne 3 racines réelles, on garde celle qui conviens a l'intervalle suivant : $-c \leq y_c \leq h-c \Rightarrow -0.32 \leq y_c \leq -0.22$

Donc : $y_c = -0.28$ et $y_{ser} = 0.04m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.038m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.37 \times 10^{-3}}{0.038} \times 0.04 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.004MPa < \overline{\sigma_{adm}} = 240MPa$$

- Schéma de ferrailage :

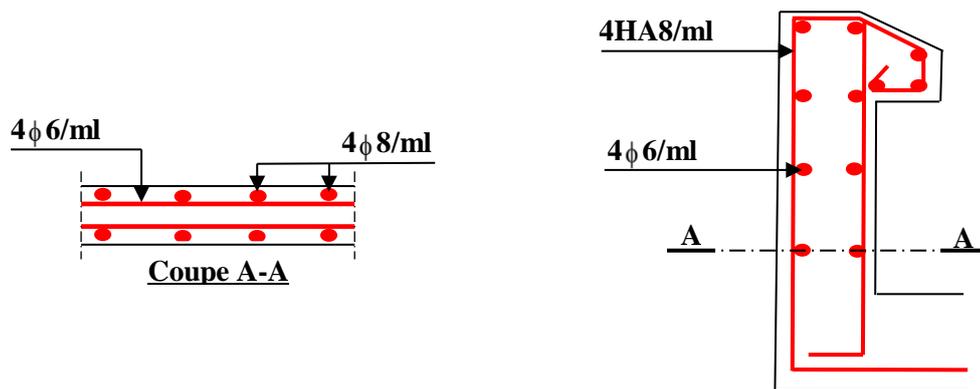


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse accessible).

III.4. Escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers.

III.4.1. Escalier a deux volées

Les partie AB et AC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

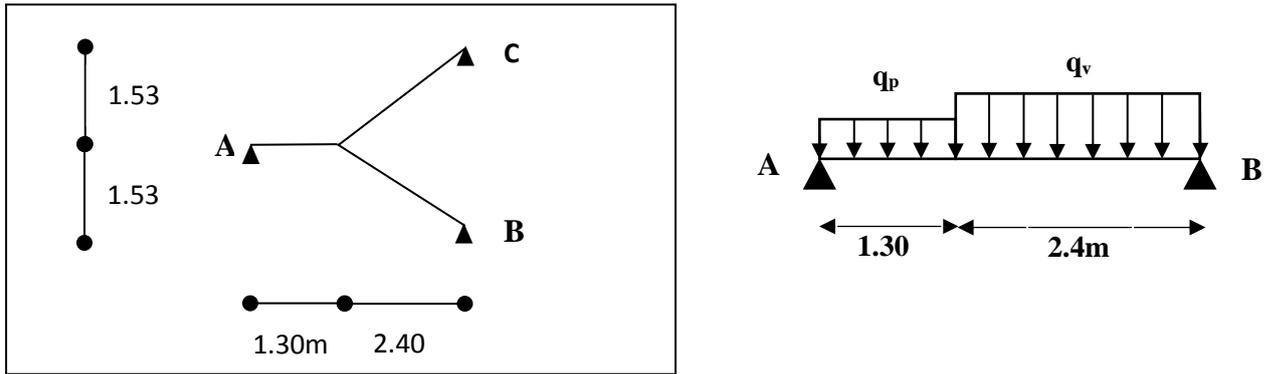


Fig. III.20. Schéma statique de l'escalier à deux volées.

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 9 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_P = 5.74 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

• **Calcul du chargements qui revient sur l'escalier**

$$\text{- ELU} \begin{cases} q_{uV} = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1 = 15.90 \text{KN} / \text{m} \\ q_{uP} = (1.35G_P + 1.5Q_P) \times 1 = 11.50 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

$$\text{- ELS} \begin{cases} q_{sV} = (G_V + Q_V) = 11.50 \text{KN} / \text{m} \\ q_{sP} = (G_P + Q_P) = 8.24 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

• **Calcul des réaction d'appuis**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R_B + R_A = q_v \times 2.4 + q_p \times 1.6$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU} : 24.70 \text{KN} \\ \text{ELS} : 17.78 \text{KN} \end{cases} \quad R_B = \begin{cases} \text{ELU} : 28.41 \text{KN} \\ \text{ELS} : 20.53 \text{KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- **0 ≤ x ≤ 1.3m**

$$M(x) + \frac{11.50}{2}x^2 - 24.7x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.75x^2 + 24.7x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1.3) = 22.39 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.50x + 24.70$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.70 \text{KN} \\ T(1.3) = 9.75 \text{KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -11.50x + 24.70 = 0 \Rightarrow x = 2.15m$$

$$x = 2.15m \notin [0;1.3]m$$

$$M^{\max} = M(x = 2.15) = 26.53KN.m$$

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{15.90}{2}x^2 - 28.41x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.95x^2 + 28.41x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0KN.m \\ M(2.4) = 22.39KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0KN.m \\ M(2.4) = 22.39KN.m \end{array} \right.$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -15.90x + 28.41$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 28.41KN \\ T(2.4) = -9.75KN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 28.41KN \\ T(2.4) = -9.75KN \end{array} \right.$$

$$\frac{dT}{dx} = 0 \Rightarrow 15.90x - 28.41 = 0 \Rightarrow x = 1.79m$$

$$x = 1.79m \in [0;2.4]m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.79) = 25.38KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} = 25.38KN.m \\ V^{\max} = 28.41KN \end{array} \right.$$

• **Calcul de la section d'armatures**

$$M_0 = M^{\max} = 25.38 KN.m$$

$$M_t = 0.75M_0 = 19.04 KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -12.69 KN.m$$

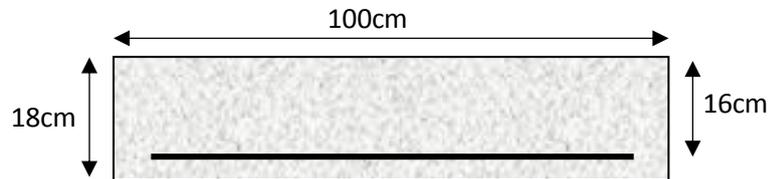


Fig. III.21. Section d'escalier à ferrailer.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
19.04	0.0524	0.0674	0.1556	3.51	1.93	5HA10=3.93	20
En appui							
-12.69	0.0349	0.0445	0.1571	2.32	1.93	4HA10=3.14	25

Tab III.43. Section d'armatures de l'escalier a deux volées.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification des espacements**

– Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

– Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$V_u=28.41\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.18\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$R_A = 17.78 \text{ KN}, R_B = 20.53 \text{ KN}$

$M^{\max} = 18.33 \text{ KN.m}, M_t = 13.75 \text{ KN.m}, M_a = -9.16 \text{ KN.m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b$ (MPa)	Observation
Travée	13.75	3.93	3.79	10603.17	4.92 < 15	Vérifiée
Appui	-9.16	3.14	3.43	8787.11	3.59 < 15	Vérifiée

Tab III.44. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

• **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0486 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0486 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche. Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow \text{Dans notre cas : } f_{adm} = 0.74\text{cm}$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
370	3.93	7.47	11.95	15.58	0.45	0.74

Tab III.45. Évaluation de la flèche pour l'escalier a deux volées.

D'après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d'armature calculée.

- Schéma de ferrailage :

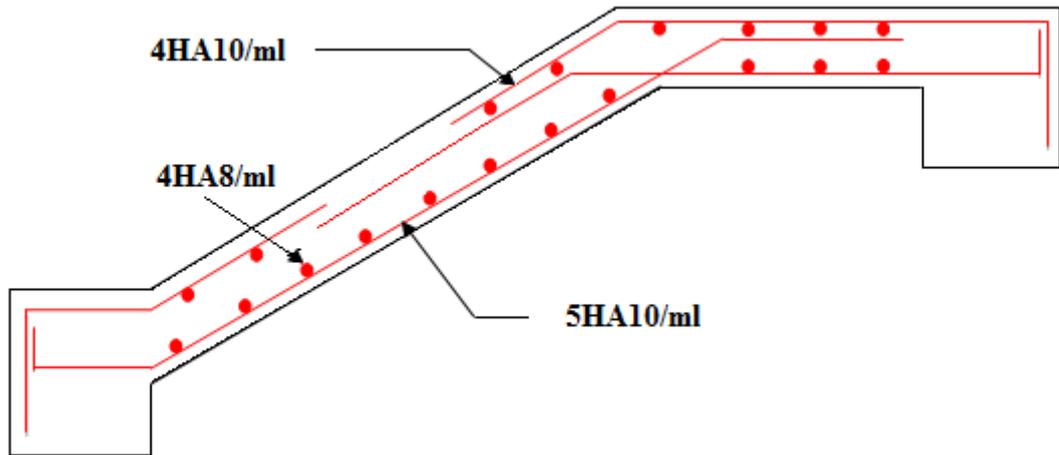


Fig. III.22 Schéma de ferrailage de l'escalier a deux volées.

III.4.2. Escalier à trois volées

a) Escalier N°1 : de l'entre sol au RDC

- La première volée

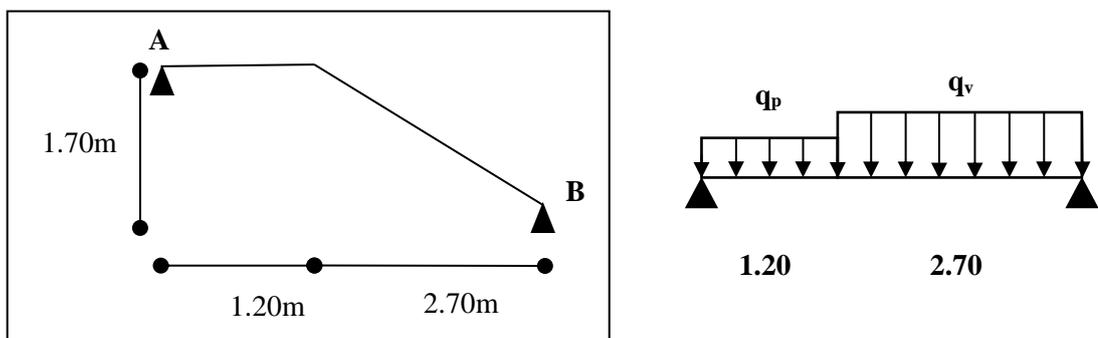


Fig. III.23 Schéma statique de la 1^{ère} volée.

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.74 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 15.87 \text{ KN/ml}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 11.50 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations

- Réaction d'appuis

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 26.51 \text{ KN}$$

$$R_B = 30.14 \text{ KN}$$

- Calcul des moments

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$M^{\max} = 28.62 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 30.14 \text{ KN}$$

- Calcul des moments réels

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 28.62 = -14.31 \text{ KN. m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 28.62 = 21.47 \text{ KN. m.}$$

- Calcule de la section d'armatures

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
21.47	0.0592	0.0763	0.1551	3.98	1.93	4HA12=4.52	25
En appui							
-14.31	0.0395	0.0503	0.1567	2.62	1.93	4HA10=3.14	25

Tab III.46. Section d'armatures de la première volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

- Armatures de répartition

- En travée : $A_r = (A_t / 4) = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

- En appui : $A_r = (A_t / 4) = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

- **Vérification des espacements :**
 - Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
 - Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 30.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 19.10 \text{ KN}, R_B = 21.79 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 20.68 \text{ KN.m}, M_t = 15.51 \text{ KN.m}, M_a = 10.34 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
Travée	15.51	4.52	4.03	11896.14	5.25 < 15	Vérifiée
Appui	10.34	3.14	3.43	8787.11	4.05 < 15	Vérifiée

Tab III.47. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0462 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0462 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche. Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow \text{Dans notre cas : } f_{adm} = 0.78 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
390	4.52	8.35	13.54	17.57	0.46	0.78

Tab III.48. Évaluation de la flèche pour la première volée

D’après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d’armature calculée.

- Schéma de ferrailage :

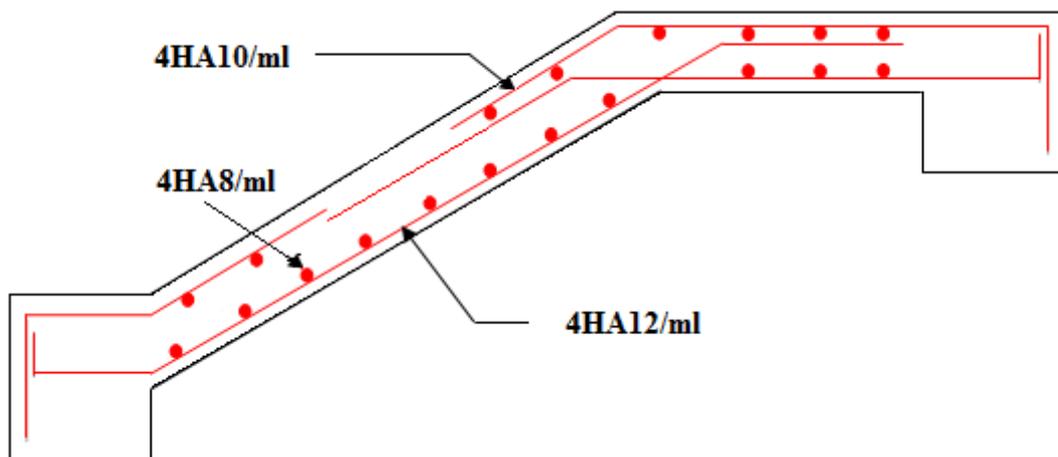
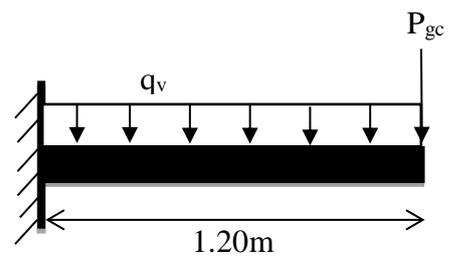


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la première volée.

➤ **La deuxième volée**

Le calcul de cette partie de l’escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties, et une charge concentrée (P_{gc}) appliquée à son extrémité (garde-corps).



- **Évaluation des charges sur la volée**

$$G = 9.33 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{gc} = 1.35 \times (\gamma \times V) = 1.46 \text{ KN}$$

$$q_u = 16.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 11.83 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -20.58 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_{gc} = 25.99 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d’armatures**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
-20.58	0.0566	0.0729	0.1553	3.81	1.93	5HA10=3.93	20

Tab III.49. Section d'armatures de la deuxième volée.

- **Armatures de répartition**
- **En travée :** $A_r = (A_t / 4) = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}=2.01 \text{ cm}^2$
- **Vérification à l'ELU**
- **Vérification des espacements**
 - Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
 - Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 25.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -10.27 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M (KN.m)	A choisi (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b$ (MPa)	Observation
-10.27	3.93	3.79	10603.17	3.67 < 15	Vérifiée

Tab III.50. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton.

- **Etat limite de déformation**
- La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} = 0.15 \geq \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

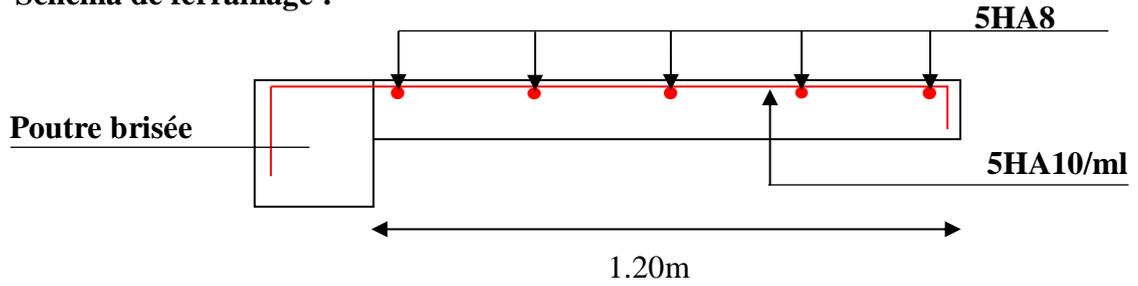


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.

- La troisième volée

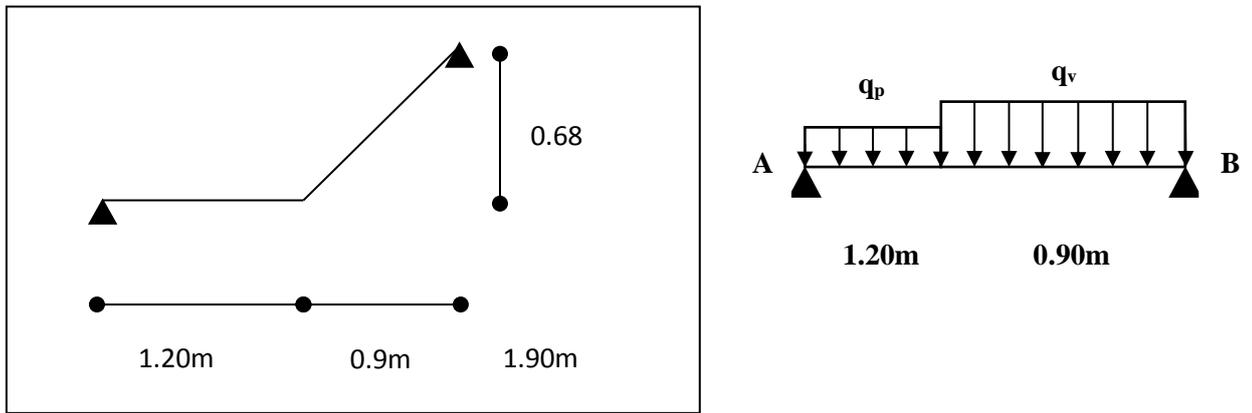


Fig. III.26. Schéma statique de la troisième volée.

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 9.33 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_P = 5.74 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Calcul du chargements qui revient sur l'escalier

$$\text{- ELU} \begin{cases} q_{uV} = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1 = 16.35 \text{KN} / \text{m} \\ q_{uP} = (1.35G_P + 1.5Q_P) \times 1 = 11.50 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

$$\text{- ELS} \begin{cases} q_{sV} = (G_V + Q_V) = 11.83 \text{KN} / \text{m} \\ q_{sP} = (G_P + Q_P) = 8.24 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$$

- Calcul des réaction d'appuis

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R_B + R_A = q_v \times 2.4 + q_p \times 1.6$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU} : 13.01 \text{KN} \\ \text{ELS} : 9.34 \text{KN} \end{cases} \quad R_B = \begin{cases} \text{ELU} : 15.50 \text{KN} \\ \text{ELS} : 11.19 \text{KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

Et après le calcul, on trouve :

$$M^{\max} = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 15.50 \text{ KN}$$

• **Calcul de la section d'armatures**

$$M_0 = M^{\max} = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -1.68 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
7.36	0.0152	0.0192	0.1588	0.99	1.93	4HA8=2.01	25
En appui							
-1.68	0.0101	0.0127	0.1592	0.66	1.93	4HA8=2.01	25

Tab III.51. Section d'armatures de la troisième volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

• **Vérification des espacements**

– Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

– Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 15.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$R_A = 9.34 \text{ KN}$, $R_B = 11.19 \text{ KN}$

$M^{\max} = 5.30 \text{ KN.m}$, $M_t = 3.97 \text{ KN.m}$, $M_a = -2.65 \text{ KN.m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	3.97	2.01	2.82	5985.95	1.87 < 15	Vérifiée
Appui	-2.65	2.01	2.82	5985.95	1.25 < 15	Vérifiée

Tab III.52. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0857 > 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0857 > 0.0749 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0013 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

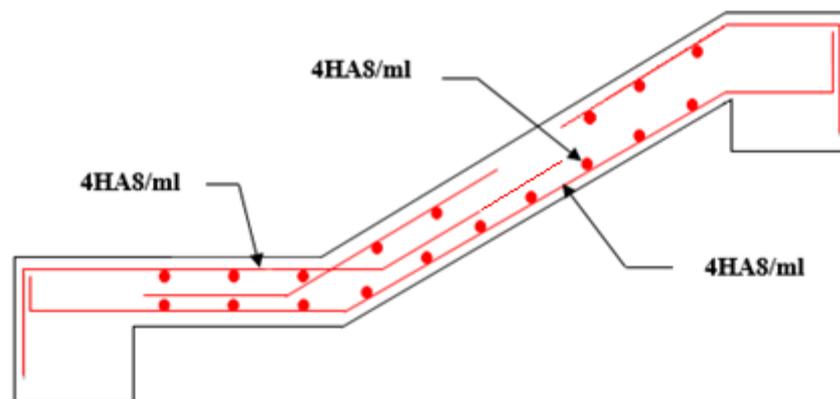


Fig. III.27. Schéma de ferrailage de la troisième volée.

b) Escalier N°2 : Du RDC au 1^{er} étage

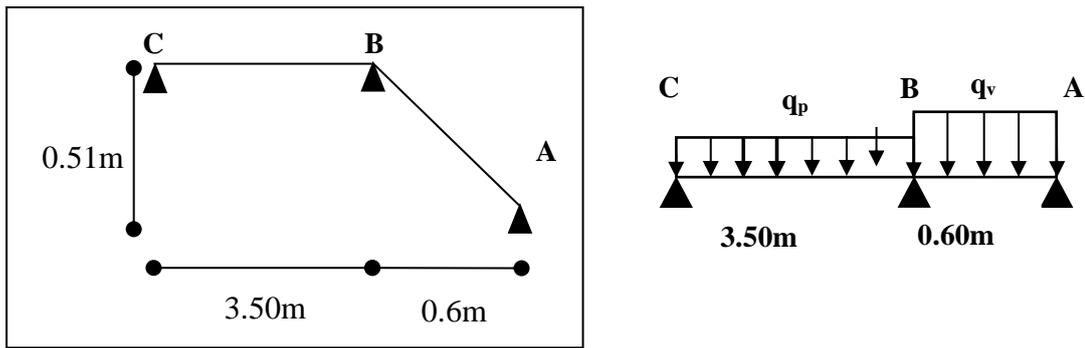


Fig. III.28. Schéma statique de la première volée.

❖ Remarque

La partie BC est une dalle pleine sur quatre appuis déjà calculée est ferrillée.

➤ La première volée (partie AB)

La charge permanente sur la volée

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.62 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = (1,35G_v + 1,5q_v) \times 1 = 16.74 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M^{\max} = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 5.02 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.38 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la section d'armatures

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
0.56	0.0039	0.0049	0.1000	0.16	1.21	4HA8=2.01	25
En appui							
-0.38	0.0027	0.0034	0.1000	0.12	1.21	4HA8=2.01	25

Tab III.53. Section d'armatures de la première volée.

➤ Vérification à l'ELU

• Armatures de répartition

- En travée : $A_r = (A_t / 4) = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

- En appui : $A_r = (A_t / 4) = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification des espacements**

- Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 5.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.05\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

- **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 12.12 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M^{\max} = 0.55 \text{ KN.m} , M_t = 0.41 \text{ KN.m} , M_a = -0.26 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	0.41	2.01	2.82	5985.95	0.19 < 15	Vérifiée
Appui	-0.26	2.01	2.82	5985.95	0.12 < 15	Vérifiée

Tab III.54. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.2 > 0.06 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.2 > 0.0745 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0017 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

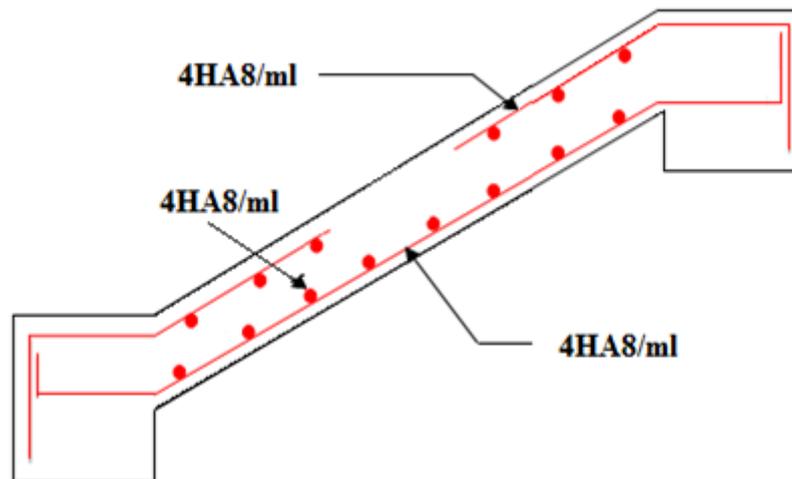


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la première volée.

- ❖ Et sa sera le même ferrailage pour les deux marches qui servent à relier les deux niveaux (3.06m et 3.57m).
- **Deuxième volée (partir BD) :**

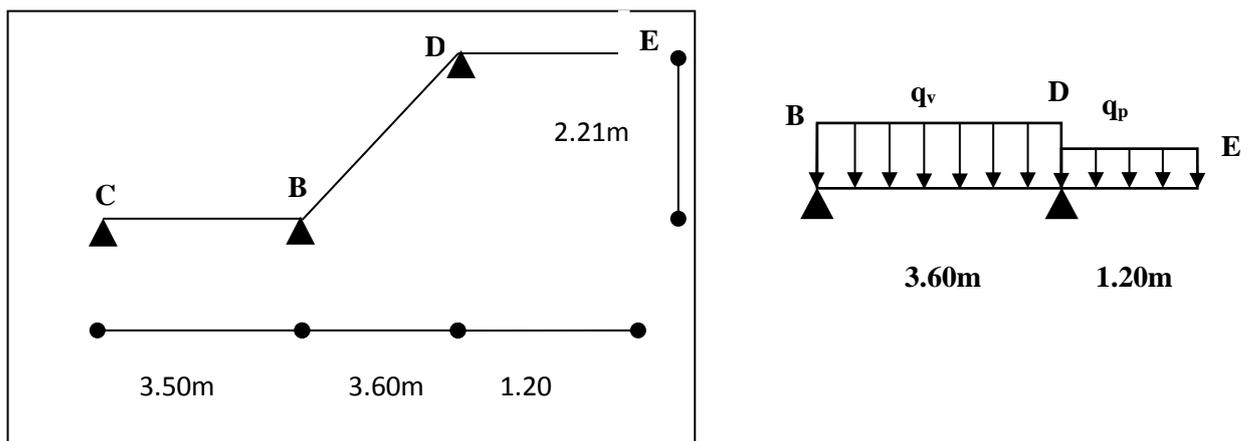


Fig. III.30. Schéma statique de la deuxième volée.

- **La charge permanente sur la volée**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.82 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU :

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = (1,35G_v + 1,5q_v) \times 1 = 15.66 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M^{\max} = 25.40 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 28.19 \text{ KN}$$

$$M_t = 19.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.70 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
19.05	0.0524	0.0673	0.1557	3.52	1.93	5HA10=3.93	20
En appui							
-12.70	0.0349	0.0444	0.1572	2.32	1.93	5HA8=2.51	20

Tab III.55. Section d'armatures de la deuxième volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 0.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}=2.01 \text{ cm}^2$
- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}=2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification des espacements :**

- Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires : $St = 20 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

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

$V_u=28.19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.18\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La charge qui revient sur la volée**

$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.32 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des sollicitations**

$M^{\max} = 18.34 \text{ KN.m} , M_t = 13.76 \text{ KN.m} , M_a = -9.17 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b$ (MPa)	Observation
Travée	13.76	3.93	3.79	10603.17	4.91 < 15	Vérifiée
Appui	-9.17	2.51	3.11	7258.30	3.93 < 15	Vérifiée

Tab III.56. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0500 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0500 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche. Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow \text{Dans notre cas : } f_{adm} = 0.72cm$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
360	3.95	7.12	12.15	15.59	0.44	0.72

Tab III.57. Évaluation de la flèche pour la deuxième volée

D’après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d’armature calculée.

- Schéma de ferrailage :

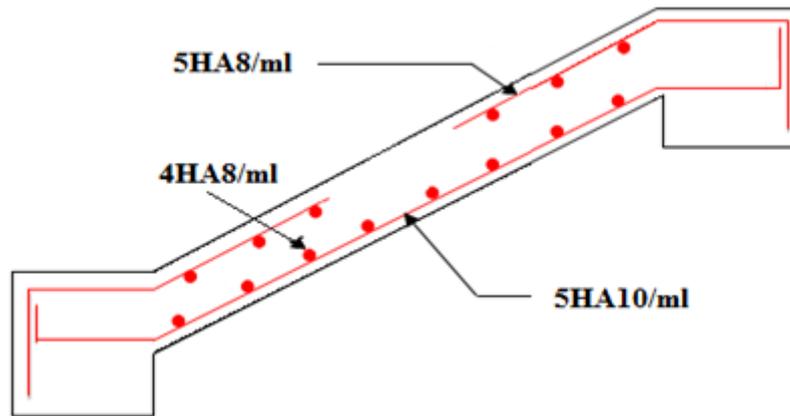


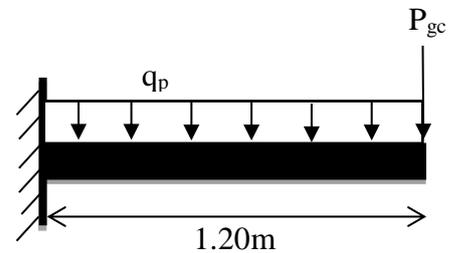
Fig. III.31. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.

➤ **Partie DE (Palier)**

C'est une dalle plane sur un seul appui, sollicitée par des charges uniformément réparties, et une charge concentrée (P_{gc}) appliquée à son extrémité (garde-corps).

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Avec : $L_x = 1.20m$ et $L_y = 3.50m$



- **Evaluation des charges sur le palier**

$$G = 5.74 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{gc} = 1.35 \times (\gamma \times V) = 1.46 \text{ KN}$$

$$q_u = 11.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_u = -\frac{q_u \times l_x^2}{2} - P_{gc} \times l_x = -10 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l_x + P_{gc} = 15.20 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
-10	0.0275	0.0349	0.1578	1.82	1.93	4HA8=2.01	25

Tab III.58. Section d'armatures de la partie DE.

- **Armatures de répartition**

- En travée : $A_r = (A_t / 4) = 0.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8=2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des espacements**

- Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 15.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -7.68 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
-7.68	2.01	2.82	5985.95	3.62 < 15	Vérifiée

Tab III.59. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{l_x} = 0.15 \geq \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0012 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

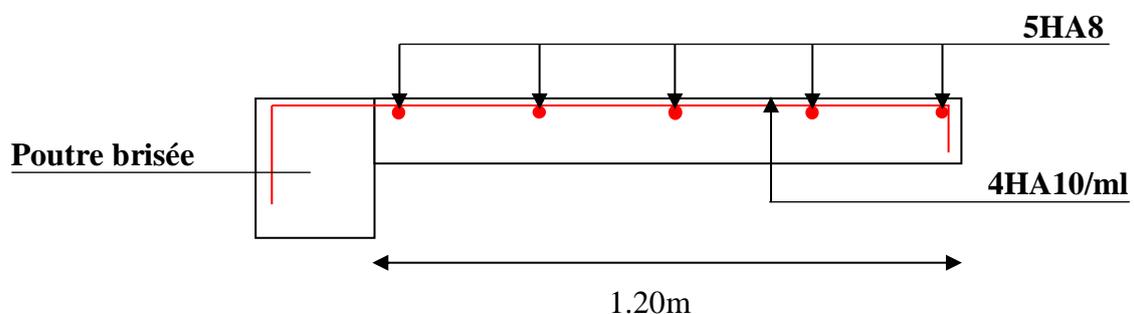


Fig. III.32. Schéma de ferrailage du palier.

➤ Troisième volée (partie DF)

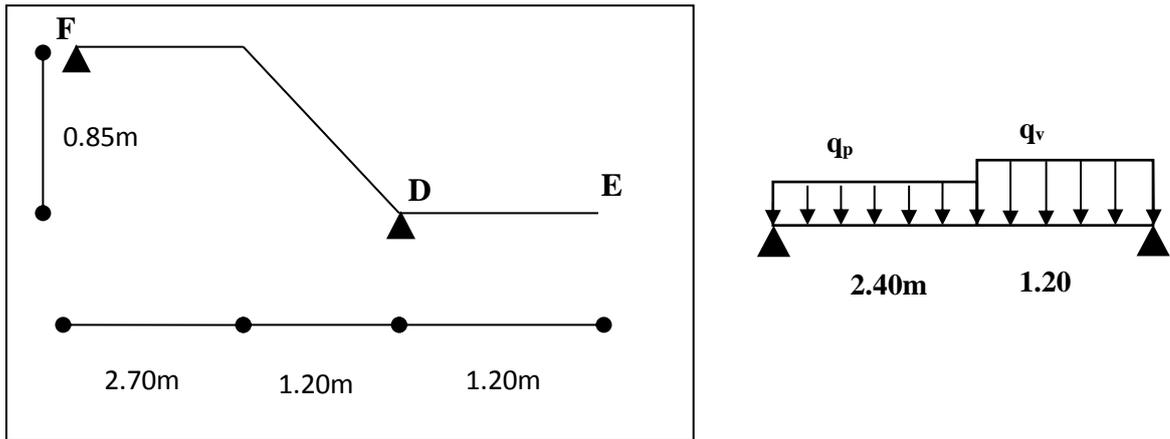


Fig. III.33. Schéma statique de la troisième volée.

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 9.19 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_P = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

• Calcul du chargements qui revient sur l'escalier

$$\text{- ELU} \begin{cases} q_{uV} = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1 = 16.16 \text{ KN} / \text{m} \\ q_{uP} = (1.35G_P + 1.5Q_P) \times 1 = 11.50 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

$$\text{- ELS} \begin{cases} q_{sV} = (G_V + Q_V) = 11.69 \text{ KN} / \text{m} \\ q_{sP} = (G_P + Q_P) = 8.24 \text{ KN} / \text{m} \end{cases}$$

• Calcul des réaction d'appuis

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.
 $\sum F/x = 0 \Rightarrow R_B + R_A = q_v \times 2.4 + q_p \times 1.6$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow R_F = \begin{cases} \text{ELU} : 21.63 \text{ KN} \\ \text{ELS} : 15.52 \text{ KN} \end{cases} \quad R_D = \begin{cases} \text{ELU} : 25.36 \text{ KN} \\ \text{ELS} : 18.28 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

Après le calcul, on trouve

$$M^{\max} = 20.34 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 25.36 \text{ KN}$$

• Calcul de la section d'armatures

$$M_0 = M^{\max} = 20.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 15.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -10.17 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
15.26	0.0421	0.0537	0.1566	2.80	1.93	4HA10=3.14	25
En appui							
-10.17	0.0280	0.0356	0.1577	1.85	1.93	4HA8=2.01	25

Tab III.60. Section d'armatures de la troisième volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$
- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification des espacements**

- Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = 25.36 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.16\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$R_F = 15.52 \text{ KN}, R_D = 18.28 \text{ KN}$

$M^{\max} = 14.62 \text{ KN.m}, M_t = 10.96 \text{ KN.m}, M_a = -7.31 \text{ KN.m}$

	M (KN.m)	A choisi (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
Travée	10.96	3.14	3.43	8787.11	4.29 < 15	Vérifiée
Appui	-7.31	2.01	2.81	5984.95	3.44 < 15	Vérifiée

Tab III.61. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

• **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0462 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0462 < 0.075 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0020 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche. Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
390	3.95	6.40	8.78	12.15	0.26	0.78

Tab III.62. Évaluation de la flèche pour la troisième volée

D’après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d’armature calculée.

• **Schéma de ferrailage :**

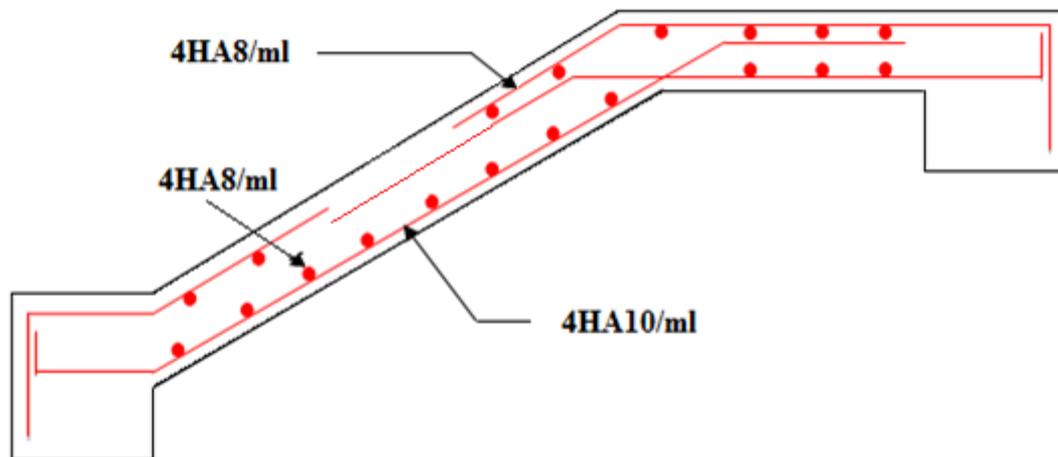


Fig. III.34. Schéma de ferrailage de la troisième volée.

III.4.3. Escalier balancé

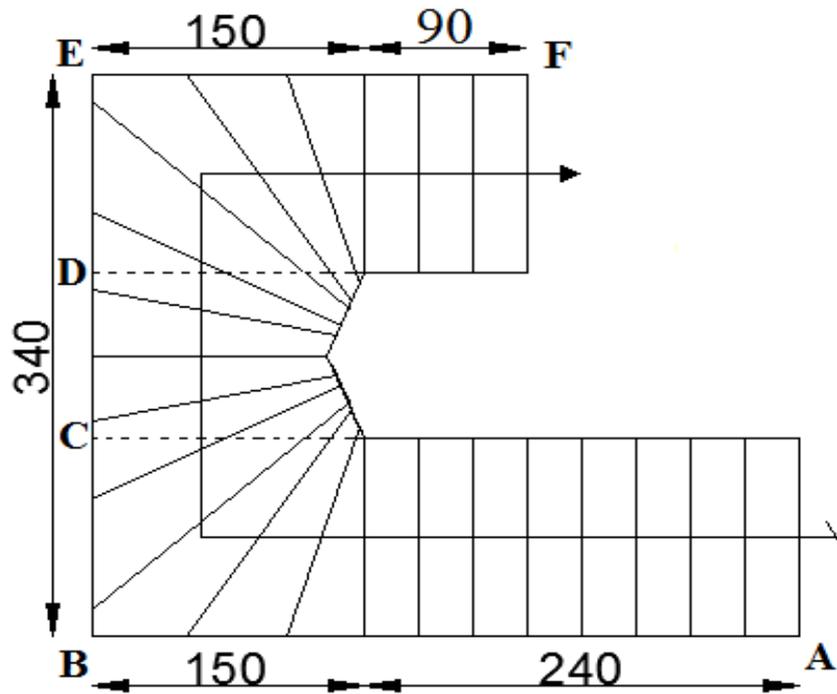


Fig. III.35. Schéma de l'escalier basculé.

Ce type d'escalier se calcule par assimilation à un escalier à trois volées défini comme suit :

➤ Première volée (AB)

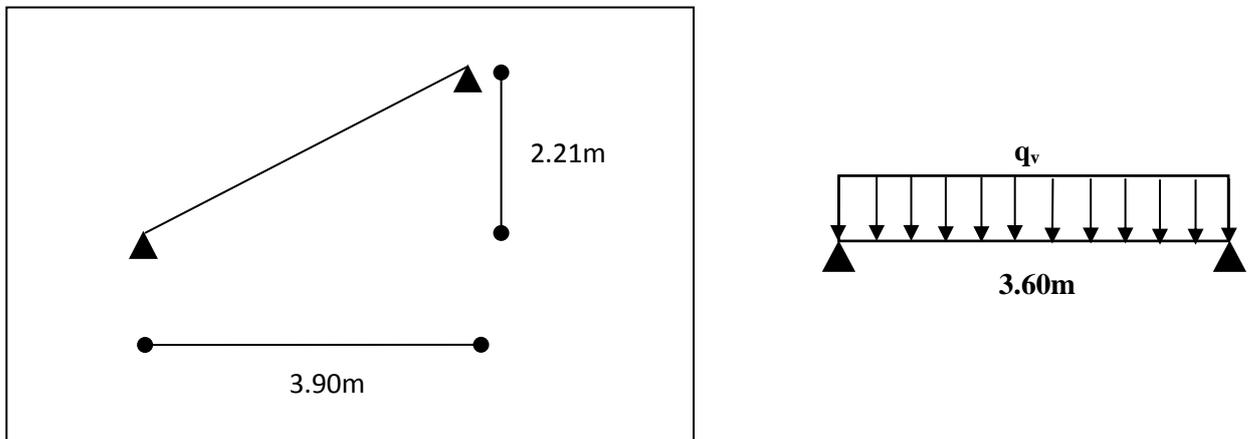


Fig. III.36. Schéma statique de la première volée.

- La charge permanente sur la volée

$$\begin{cases} G=8.82 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = (1,35G_v + 1,5q_v) \times 1 = 15.66 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M^{\max} = 29.77 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 30.54 \text{ KN}$$

$$M_t = 22.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -14.89 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
22.33	0.0614	0.0793	0.1549	4.14	1.93	4HA12=4.52	25
En appui							
-14.89	0.0410	0.0523	0.1567	2.81	1.93	4HA10=3.14	25

Tab III.63. Section d'armatures de la première volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$

• **Vérification des espacements**

– Armatures principales : $St = 25 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

– Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 30.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.19\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

• **La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.32 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$M^{\max} = 21.52 \text{ KN.m} , M_t = 16.14 \text{ KN.m} , M_a = -10.76 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_b^-$ (MPa)	Observation
Travée	16.14	4.52	4.03	11896.14	5.47 < 15	Vérifiée
Appui	-10.76	3.14	3.43	8834.41	4.20 < 15	Vérifiée

Tab III.64. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

• **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0462 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0462 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0028 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut vérifier la flèche. Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow \text{Dans notre cas : } f_{adm} = 0.78cm$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
390	4.52	9.83	16.77	21.52	0.83	0.78

Tab III.65. Évaluation de la flèche pour la première volée.

D'après le logiciel SOCOTEC, la flèche n'est pas vérifiée. Donc on augmente la section d'armatures.

Après augmentation de la section d'armatures au niveau de la travée, on aura les résultats suivants :

As (cm ²)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5HA12 = 5.65	0.72	0.78

Tab III.66. Évaluation de la flèche après augmentation de la section de ferrailage.

- Schéma de ferrailage :

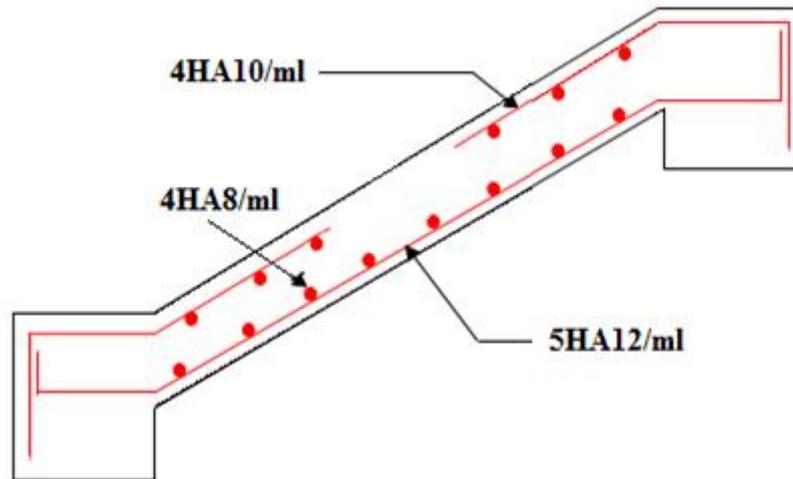
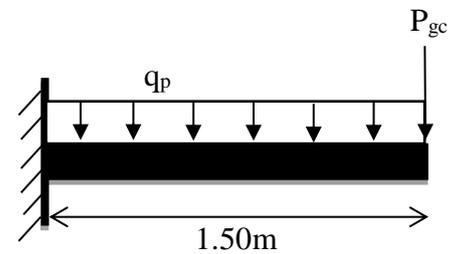


Fig. III.37. Schéma de ferrailage de la première volée.

- Deuxième volée (CD) :

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties et une charge concentrée (P_{gc}) appliquée à son extrémité (garde de corps).



- Evaluation des charges sur le palier :

$$G = 9.62 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{gc} = 1.35 \times (\gamma \times V) = 1.46 \text{ KN}$$

$$q_u = 16.74 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 12.12 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -21.02 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_{gc} = 26.57 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armatures :

Les résultats de calcul est résumés dans le tableau suivant :

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
-21.02	0.0578	0.0745	0.1552	3.89	1.93	5HA10=3.93	20

Tab III.67. Section d'armatures de la deuxième volée.

- Armatures de répartition

- En travée : $A_r = (A_t / 4) = 0.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8=2.01 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELU

- Vérification des espacements

- Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 26.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.17\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_{gc} \times l = -15.83\text{KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M (KN.m)	A ^{choisi} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
-15.83	3.93	3.80	10647.84	5.65 < 15	Vérifiée

Tab III.68. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

- **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{l} = 0.12 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = 0.0050 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Schéma de ferrailage :**

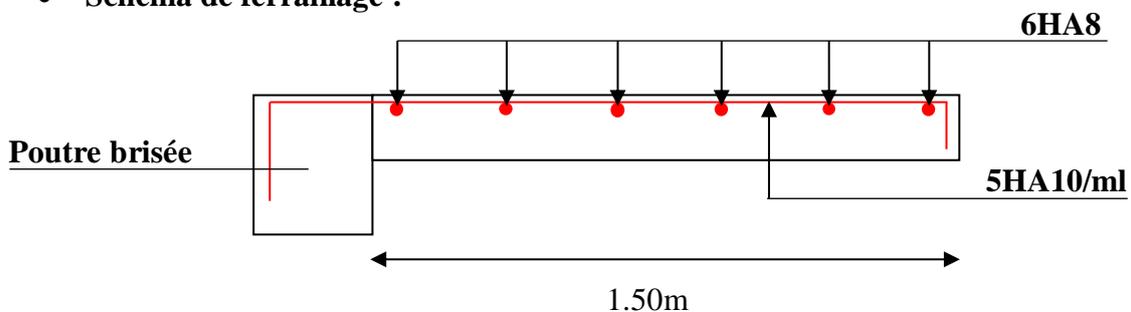


Fig. III.38. Schéma de ferrailage de la deuxième volée.

➤ Troisième volée (EF)

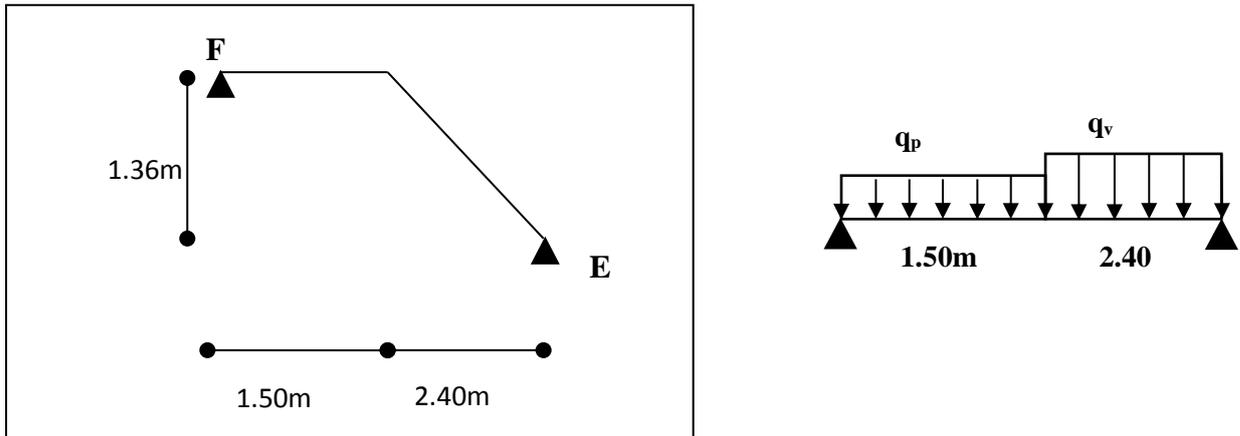


Fig. III.39. Schéma statique de la troisième volée.

$$\text{Volée} \begin{cases} G_V = 9.03 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_P = 5.74 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

• Calcul du chargements qui revient sur l'escalier

- ELU $\begin{cases} q_{uV} = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1 = 15.94 \text{KN} / \text{m} \\ q_{uP} = (1.35G_P + 1.5Q_P) \times 1 = 11.50 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$

- ELS $\begin{cases} q_{sV} = (G_V + Q_V) = 11.53 \text{KN} / \text{m} \\ q_{sP} = (G_P + Q_P) = 8.24 \text{KN} / \text{m} \end{cases}$

• Calcul des réaction d'appuis

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de RDM.
 $\sum F/x = 0 \Rightarrow R_B + R_A = q_v \times 1.5 + q_p \times 2.4$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow R_F = \begin{cases} \text{ELU} : 25.70 \text{KN} \\ \text{ELS} : 18.50 \text{KN} \end{cases} \quad R_E = \begin{cases} \text{ELU} : 29.80 \text{KN} \\ \text{ELS} : 21.53 \text{KN} \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations :

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

Après le calcul, on trouve :

$M^{\max} = 27.86 \text{KN.m}$

$V^{\max} = 29.80 \text{KN}$

• Calcul de la section d'armatures

$M_0 = M^{\max} = 27.86 \text{KN.m}$

$M_t = 0.75M_0 = 20.90 \text{KN.m}$

$M_a = -0.5M_0 = -13.93 \text{KN.m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
20.90	0.0576	0.0742	0.1552	3.87	1.93	5HA10=3.93	20
En appui							
-13.93	0.0384	0.0490	0.1569	2.55	1.93	4HA10=3.14	25

Tab III.69. Section d'armatures de la troisième volée.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Armatures de répartition**

- **En travée** : $A_r = (A_t / 4) = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$
- **En appui** : $A_r = (A_t / 4) = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification des espacements**

- Armatures principales : $St = 20 < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**
- Armatures secondaires : $St = 25 < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = 29.80 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.19\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$R_A = 18.50 \text{ KN} , R_B = 21.53 \text{ KN}$

$M^{\max} = 20.11 \text{ KN.m} , M_t = 15.08 \text{ KN.m} , M_a = -10.05 \text{ KN.m}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A choisi (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	15.08	3.93	3.80	10647.84	$5.38 < 15$	Vérifiée
Appui	-10.05	3.14	3.43	8834.41	$3.94 < 15$	Vérifiée

Tab III.70. Calcul et vérification de la contrainte dans le béton

• **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0462 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0462 < 0.0750 \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche. Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans ce tableau :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
390	3.93	8.26	13.06	17.09	0.6	0.78

Tab III.71. Évaluation de la flèche pour la troisième volée.

D’après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d’armature choisie.

• **Schéma de ferrailage**

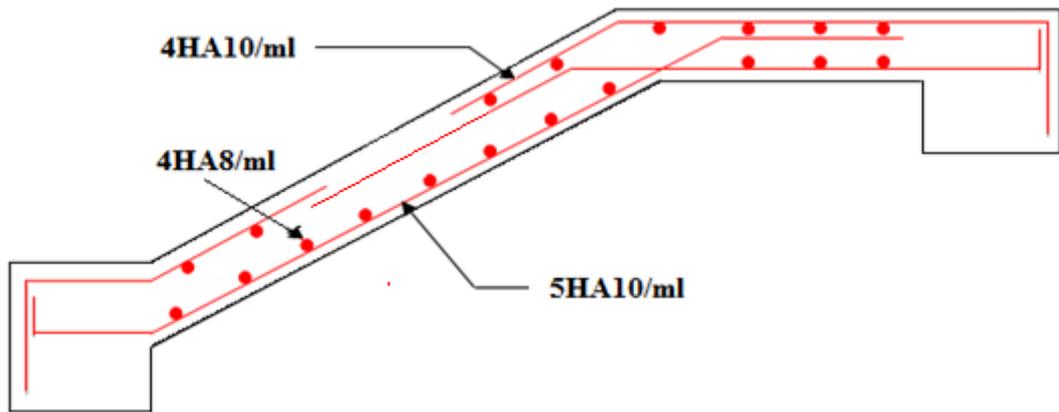


Fig III.40. Schéma de ferrailage de la troisième volée.

III.5. Poutre palière

• **Dimensionnement**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 25.33cm < h < 38cm$$

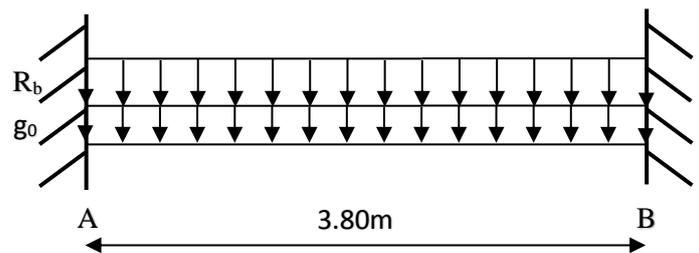


Fig. III.41. Schéma statique de la poutre palière.

Conditions de l’RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

• **Calcul à la flexion simple :**

Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- g_0 : Poids propre de la poutre : $g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN / m$
- La charge transmise par l’escalier c’est la réaction d’appui au point (A) :

ELU: $R_A=30.38 KN/m$

ELS: $R_A=20.71 KN/m$

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 33.42 KN/m$	$P_s = 22.96 KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 20.11 KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 13.81KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -40.22KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -32.44KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 63.50KN$	

Tab III.72. Les sollicitations de la poutre palière.

Ferraillage :

	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^f calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)
En travée	20.11	0.0181	0.0228	0.2774	2.08	4,5
En appuis	-40.22	0.0361	0.0460	0.2748	4.21	

Tab III.73. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple

Avec : $A_{min} = 0.5\% (b \times h) \dots\dots RPA$

$A=2.08+4.21 = 6.21 > A_{min} = 4.5cm^2 \dots\dots Condition vérifiée.$

• **Calcul d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier, c'est le moment d'appui à l'ELU : $M_{tors}^{max} = M^a = 40.22KN.m$

Calcul de la section armature longitudinal

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

$A^{torsion}$: section d'acier

$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$

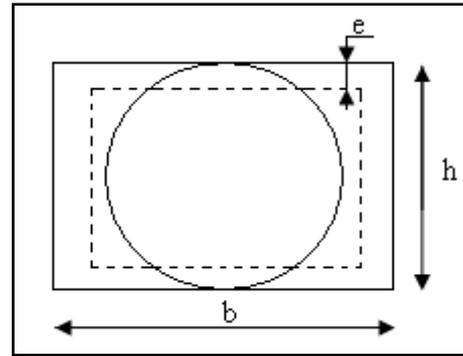


Fig. III.42. Creuse équivalente

$$A^{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

Soit : $A^t = A_{calculée}^f + \frac{A^{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.08 + \frac{9.24}{2} \Rightarrow A^t = 6.70 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$A^a = A_{calculée}^f + \frac{A^{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.21 + \frac{9.24}{2} \Rightarrow A^a = 8.83 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

• **Vérification a l'ELU**

- **Flexion simple**

a) **L'effort tranchant**

$V_u = 63.50 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.78 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Condition vérifiée.}$

b) **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$A = 4.21 \text{ cm}^2 > (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -2.71 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition Vérifiée.}$

c) **Calcul de l'espacement St** : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = A^{\text{flexion}} + A^{\text{torsion}}$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.60 \text{ cm}^2$	$A_t^{\text{min}} = 0.4 \times e \times S_t / f_e \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.10 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t \geq 1.41 \text{ cm}^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \times \Omega \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.17 \text{ cm}^2$

Tab III.74. Section d'armature a la flexion simple et à la torsion.

D'où $A_t = 1.41 + 0.17 = 1.58 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement** : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2}$$

On a $V_{\text{max}} = 63.50 \text{ KN}$; $\tau_{\text{flexion}} = 0.23 \text{ MPa}$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40.22 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 6.44 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 6.44 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$

On augmente la section de la poutre on prend $b=40\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$

$$\tau_u = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

b) **Vérification à ELS**

- **Etat limite de compression de béton**

$y = 11.60 \text{ cm}$; $I = 91797.32 \text{ cm}^4$

En travée : $M_t = 20.11 \text{ KNm}$; $\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

En appuis : $M_a = -40.22 \text{ KN.m}$; $\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{380} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{20.11}{10 \times 40.22} = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.08}{40 \times 38} = 0.0014 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

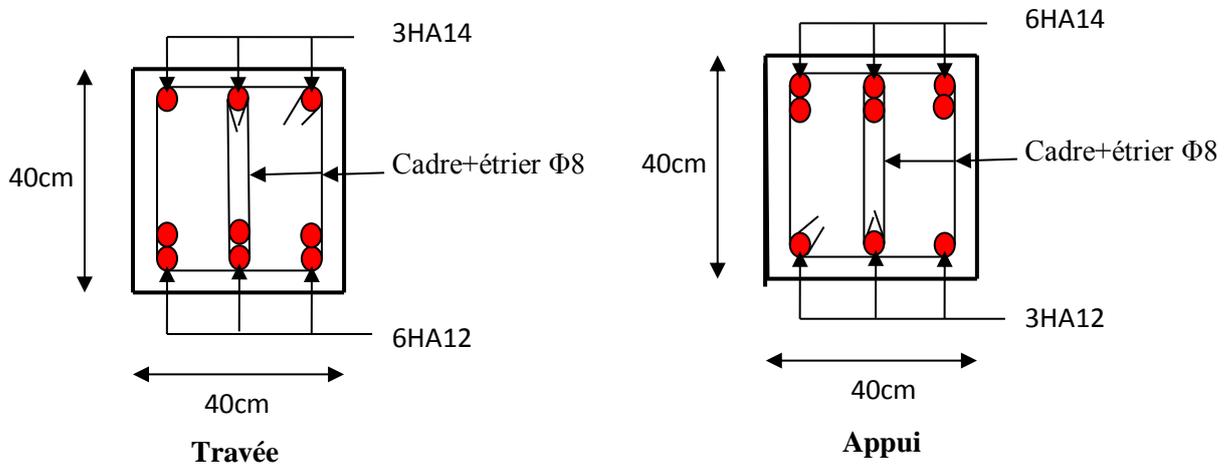


Fig III.43. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Poutre brisée

Dimensionnement :

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

$$l = 3.53m$$

$$\frac{353}{15} \leq h \leq \frac{353}{10} \Rightarrow 23.25 \leq h \leq 35.30$$

Donc soit **h =40 cm** et **b=40 cm**.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion en même temps.

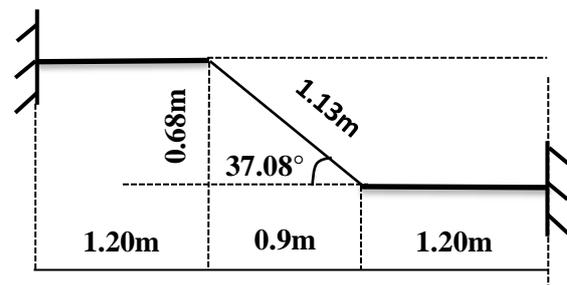


Fig. III.44. Schéma statique de la poutre brisée.

Calcul à l'ELU :

➤ Calcul à la flexion simple

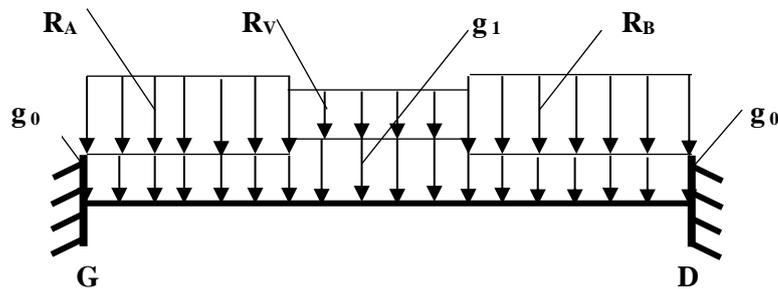


Fig. III.45. Chargement de la poutre brisée.

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.4 = 4 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.4 / (\cos 37.08^\circ) = 5.01 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_A = 26.51 \text{ KN/ml.}$$

$$R_V = 25.99 \text{ KN/ml.}$$

$$R_B = 13.05 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

R_A : la charge ramenée par le 1^{er} palier de repos.

R_V : la charge ramenée par la 2^{ème} volée.

R_B : la charge ramenée par le 2^{ème} palier de repos.

• Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

R_G (KN)	R_D (KN)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
47.62	37.35	67.21	33.61	50.41	94.37

Tab III.75. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

• Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple

M_u (KN. m)	μ_{bu}	a	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
50.41	0.0615	0.0794	0.3679	1.84	3.94
En appui					
33.61	0.0410	0.0523	0.3721	1.84	2.60

Tab III.76. Section d'armatures de la poutre brisée.

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0.62 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures transversales à la flexion simple

Soit $St=20 \text{ cm}$

$$St = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

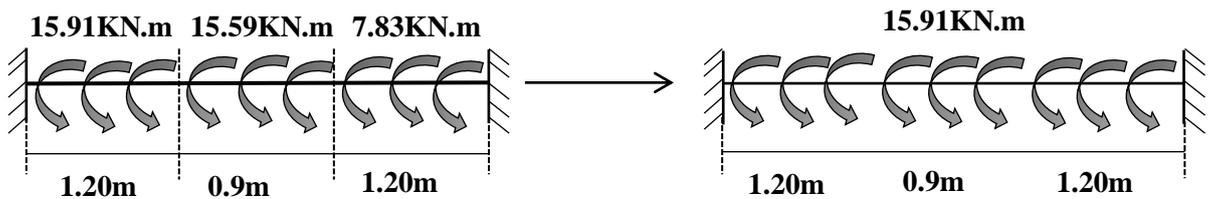
$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = -0.025 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A_t=0.80 \text{ cm}^2$

➤ Calcul à la torsion

Le moment de torsion :

$$M_t = R \times \frac{l_x}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_A \frac{1.2}{2} = 15.91 \text{ KN} \\ R_V \frac{1.2}{2} = 15.59 \text{ KN} \\ R_B \frac{1.2}{2} = 7.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Le moment maximum aux appuis :

$$M_a = 15.91 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = M_a (L/2) = 26.25 \text{ KN.m}$$

• Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 6.66 \text{ m}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.11 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.33 \text{ m}^2$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e} = 1.79 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = 1.89 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_t^{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.39 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe St=20 cm

$$A_t = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée**

Armatures transversales:

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.8 + 0.66 = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ et St = 20 cm

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_l^t = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 3.94 + \frac{4.39}{2} = 5.94 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^a = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 2.60 + \frac{4.39}{2} = 4.80 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage**

Pour A_l^t on choisit **3HA16=6.03 cm²**.

Pour A_l^a on choisit **3HA16=6.03 cm²**.

Pour $A_{transversales}$ on choisit 2 cadre de **Φ8=2.01 cm²**.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

R_G(KN)	R_D(KN)	M₀(KN.m)	M_a(KN .m)	M_t(KN.m)
39.95	33.90	59.30	29.65	44.48

Tab III.76. Calcul à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

On vérifie que σ_{bc}

$$y = 11.04 \text{ cm}$$

$$I = 83683.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{330} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0040 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage :**

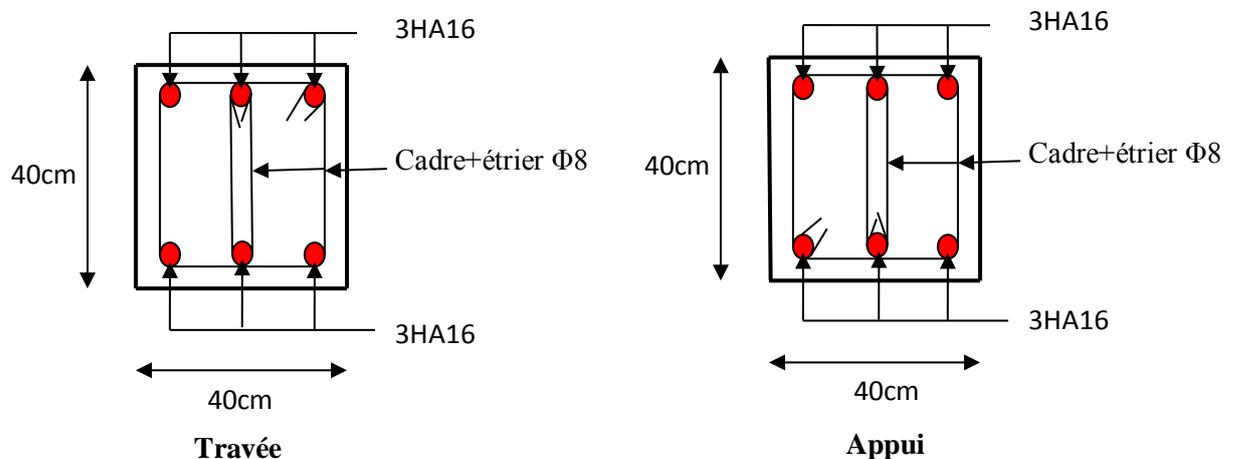


Fig III.46. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.7. Poutre de chaînage

- Dimensionnement : $L_{max} = 4.30m$

Selon le RPA (Art 9.3.3)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 28.67cm \leq h \leq 43cm .$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte : **h = 30cm ; b = 30cm.**

- Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.30 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/ml.}$

Poids des murs : $P_m = 2.80 \times (4.08-0.3) \Rightarrow P_m = 10.58 \text{ KN/ml.}$

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 10.58) \Rightarrow P_u = 17.32 \text{ KN/ml.}$

$P_s = 2.25 + 10.58 \Rightarrow P_s = 12.83 \text{ KN/ml.}$

Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 40.03 \text{ KN.m ;}$$

$$M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 30.02 \text{ KN.m ;}$$

$$M_a = -0.5M_u = -20.02 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armatures : $d = 0.27 \text{ m}$

En travée						
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)
30.02	0.0967	0.1274	0.2562	3.37	0.98	3HA12=3.39
En appui						
-20.02	0.0645	0.0834	0.2610	2.20	0.98	3HA10=2.36

Tab III.77. Section d'armatures de la poutre de chaînage.

➤ **Vérfications à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 36.16 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b}, f_{ct28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\Phi 8 \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement (CBA Art A.5.1.2.3)**

1) $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.47 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 134 \text{ cm}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$

On prend: **St = 8 cm**

➤ **Vérification à l'E.L.S**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad M_0 = 29.65 \text{ KN.m}$$

$M_t = 22.24 \text{ KNm}, Y = 8.02 \text{ cm} \quad \text{et} \quad I = 23476.72 \text{ cm}^4$

$M_a = 14.83 \text{ KNm}$ avec: $Y = 6.89 \text{ cm} \quad \text{et} \quad I = 17587.02 \text{ cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 7.60 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée}$

En appuis: $(\sigma_{bc} = 5.81 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée}$

• **Évaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 > 0.0625 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.070 < 0.075 \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \text{ Condition vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow \text{Dans notre cas : } f_{adm} = 0.86\text{cm}$$

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

L (cm)	As (cm ²)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
430	3.39	3.26	21.60	21.60	0.75	0.86

Tab III.78. Évaluation de la flèche pour la poutre de chaînage.

D’après le logiciel SOCOTEC, la flèche est vérifiée avec la section d’armatures choisie.

- **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**

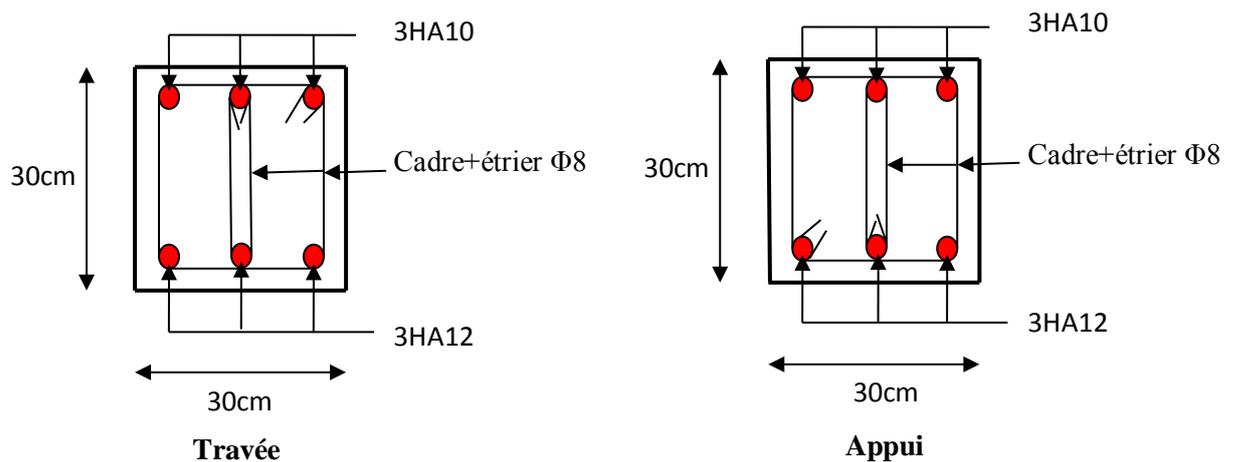


Fig III.47. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2. Méthode de calcul

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

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

- Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère ' q '	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôles d'exécution	Oui	0

Tab.IV.1 Valeurs des pénalités Pq.

Donc : **Q = 1.15**

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids Wi ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n Wi \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

➤ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

➤ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

➤ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a deux niveaux à usage de service, et pour les autres niveaux a usage d'habitation. Donc le coefficient de pondération **β = 0.2**

On a : W_G = 63606.12 KN ; W_Q = 8773.976 KN

$$\Rightarrow W = 63606.12 + 0.2 \times 8773.976 = 65360.92 \text{ KN}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$\text{On : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S_2).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \quad \text{RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

D'où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$: RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab.IV.2 Les valeurs de $\zeta(\%)$.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

➤ h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau IV.3

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

Tab.IV.3 Les valeurs du coefficient C_T .

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (31.62)^{3/4} = 0.667s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

- L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.20 \text{ m et } L_y = 16.80 \text{ m} \quad \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.567s \\ T_y = 0.694s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.567s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.667s$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)), C'est à dire :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.567 = 0.737s$$

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.667 = 0.867s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T_{x,y} \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.567} \right)^{2/3} = 1.60 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.667} \right)^{2/3} = 1.44 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$\begin{cases} V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.60 \times 1.15}{5} \times 65360.92 = 3607.92 \text{ KN} = 360.363 \text{ t} \\ V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.15}{5} \times 65360.92 = 3247.13 \text{ KN} = 324.327 \text{ t} \end{cases}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, 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 des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4. Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction et le comportement aussi qui est suivante :

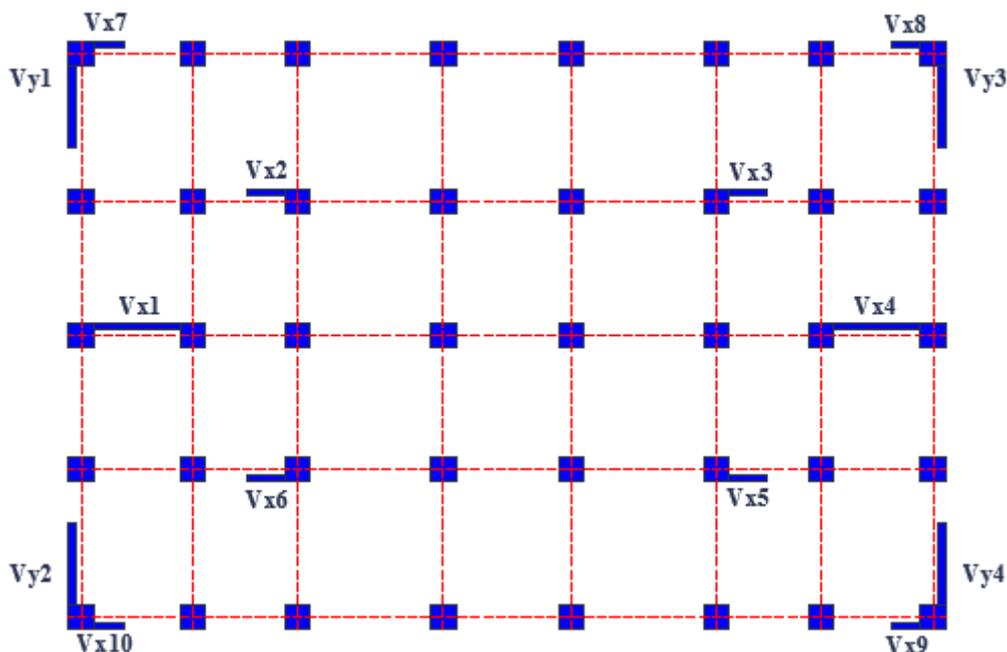


Fig. IV.1. Disposition des voiles

IV.5. Vérifications

IV.5.1. Périodes de vibration et participation massique

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	T (Sec)	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.750255	0.00008188	0.70916	0.008188	70.916
Mode 2	0.695206	0.7062	0.00006749	70.628	70.923
Mode 3	0.658317	0.00051	0.00015	70.679	70.938
Mode 4	0.232117	0.00001317	0.1486	70.681	85.797
Mode 5	0.208621	0.14875	0.00001256	85.555	85.799
Mode 6	0.200089	0.00131	0.00004831	85.686	85.803
Mode 7	0.117875	0.000000728	0.05704	85.686	91.507
Mode 8	0.106441	0.05653	0.00000232	91.339	91.507
Mode 9	0.099668	0.00034	0.000001378	91.373	91.507
Mode 10	0.083052	0.00002585	7.594E-07	91.376	91.507

Tab.IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

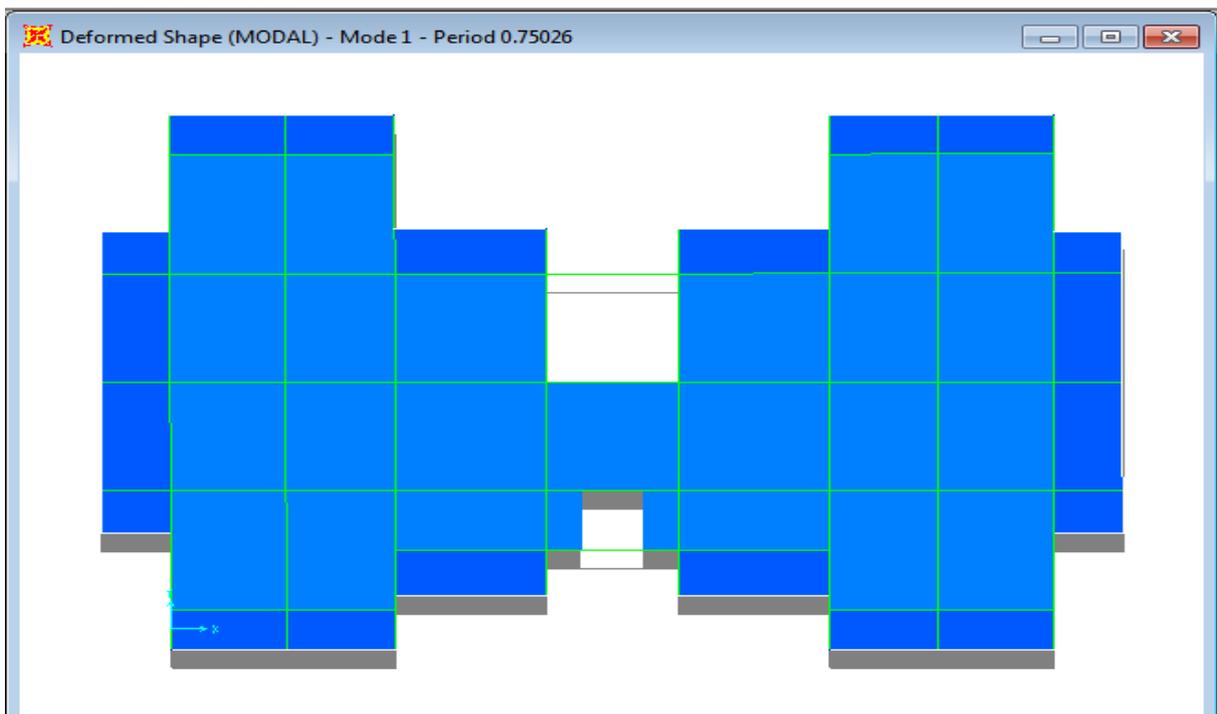


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant Y)

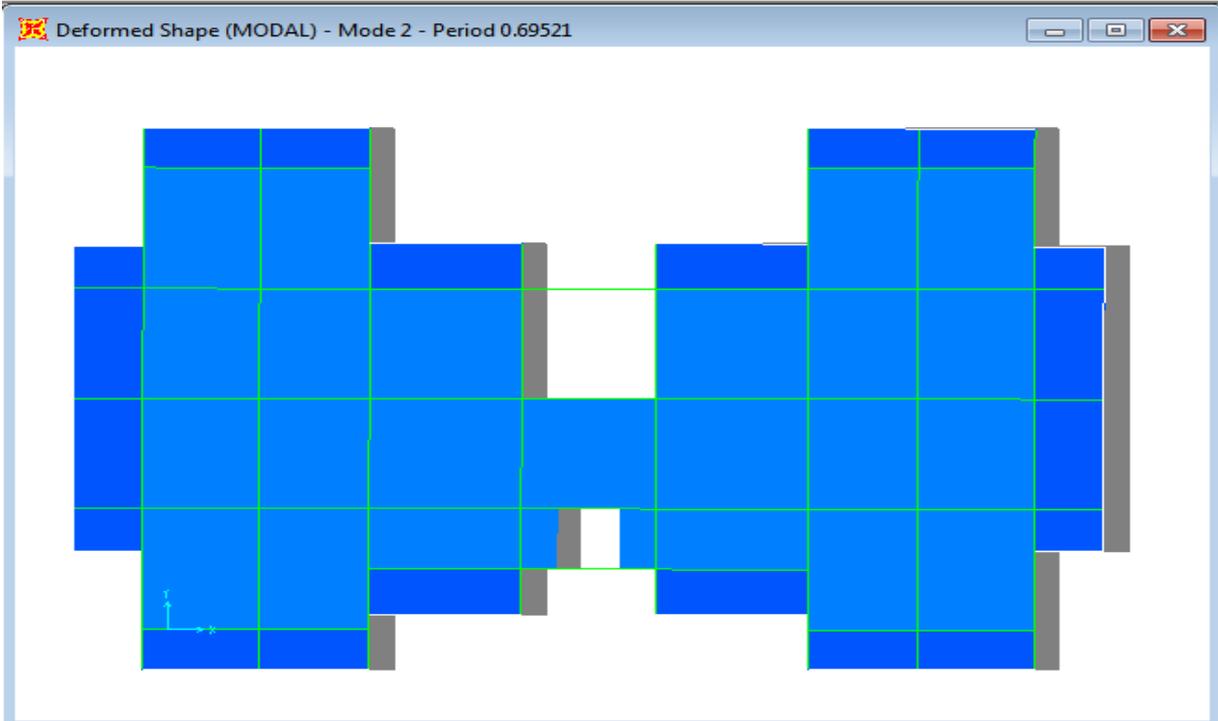


Fig. IV.3. 2^{ème} mode (translation suivant X)

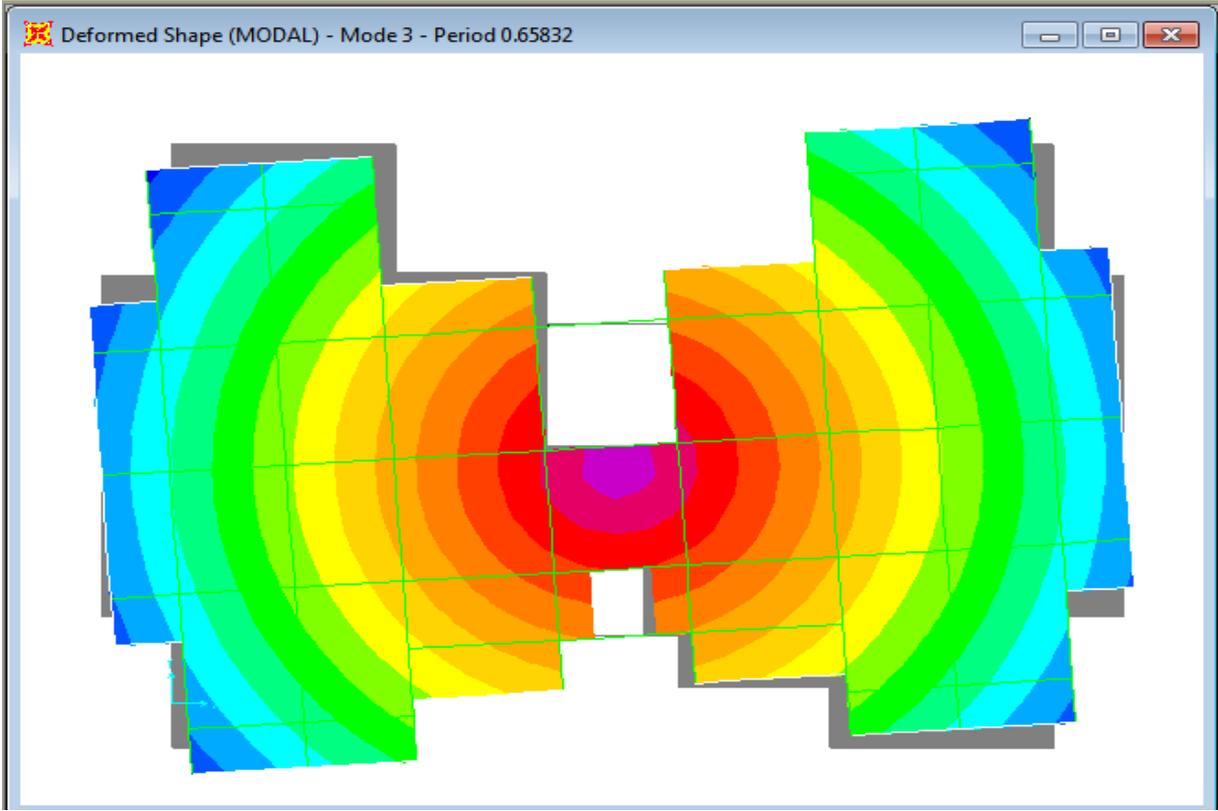


Fig. IV.4. 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

IV.5.2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
E.Sols	57385.252	7143.092	88.930303	11.0696968
RDC	50059.156	10541.319	82.605221	17.3947795
Niv 01	45963.504	8559.783	84.300684	15.6993158
Niv 02	39597.883	7530.412	84.021463	15.9785369
Niv 03	33621.891	6620.705	83.548017	16.4519829
Niv 04	27529.468	5826.678	82.531921	17.4680792
Niv 05	21877.736	4798.872	82.010936	17.9890637
Niv 06	16183.941	3812.826	80.932788	19.0672122
Niv 07	10867.746	2640.733	80.451293	19.5487071
Niv 08	5631.402	1388.346	80.222281	19.7777185

Tab.IV.5. Vérification sous charges verticales

- Analyse des résultats

L'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E.Sols	1775.416	2003.063	989.242	806.249	64.21829	71.30084	35.78171	28.69916
RDC	1226.372	1374.448	1812.943	1254.776	40.35028	52.2758	59.64972	47.7242
Niv 01	1539.419	1847.221	1398.769	995.544	52.39348	64.97973	47.60652	35.02027
Niv 02	1412.333	1684.101	1303.943	962.433	51.99519	63.63421	48.00481	36.36579
Niv 03	1398.743	1589.92	1090.488	834.212	56.19177	65.58719	43.80823	34.41281
Niv 04	1250.646	1398.912	971.758	767.468	56.27447	64.57371	43.72553	35.42629
Niv 05	1192.812	1299.321	721.035	570.857	62.32536	69.47579	37.67464	30.52421
Niv 06	971.352	1039.74	597.176	497.833	61.92762	67.62216	38.07238	32.37784
Niv 07	836.178	873.369	369.502	303.813	69.35323	74.1915	30.64677	25.8085
Niv 08	738.605	754.221	250.499	225.194	74.67415	77.0073	25.32585	22.9927

Tab.IV.6. Vérification sous charges horizontales

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales (sens X-X et Y-Y) est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. **Le RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.7.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
E.Sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	5625	2932.10	0.209	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	70×70	4900	1926.93	0.157	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	65×65	4225	1365.14	0.129	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	60×60	3600	830.93	0.092	Vérifiée
8 ^{ème} étage et le dernier poteau de la cage d'escalier	60×55	3300	316.62	0.038	Vérifiée

Tab.IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

IV.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	3240.07	3603.63	0.89	Vérifiée
Sens y-y	3129.85	3243.27	0.96	Vérifiée

Tab.IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV.5.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
E.Sols	0.07	0.35	0	0.35	408	0.09	0.002	0.01	0	0.01	0.002
RDC	0.17	0.85	0.35	0.50	306	0.16	0.004	0.01	0.01	0.01	0.003
NIV 01	0.29	1.45	0.85	0.60	306	0.20	0.006	0.01	0.02	0.01	0.004
NIV 02	0.43	2.15	1.45	0.70	306	0.23	0.008	0.01	0.03	0.01	0.004
NIV 03	0.56	2.80	2.15	0.65	306	0.21	0.01	0.01	0.04	0.01	0.003
NIV 04	0.7	3.50	2.80	0.70	306	0.23	0.07	0.30	0.05	0.30	0.10
NIV 05	0.82	4.10	3.50	0.60	306	0.20	0.01	0.30	0.35	0.30	0.10
NIV 06	0.94	4.70	4.1	0.60	306	0.20	0.02	0.05	0.05	0.05	0.02
NIV 07	1.04	5.20	4.7	0.50	306	0.16	0.02	0	0.10	0	0
NIV 08	1.13	5.65	5.20	0.45	306	0.15	0.02	0	0.10	0	0

Tableau IV.9. Vérification des déplacements

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ème ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

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

$$P_K = \sum_{i=K} n(Wgi + \beta \times Wqi)$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
E.Sols	408	54886.503	0.35	2764.658	0.017	0.01	2809.312	0.0003
RDC	306	49304.409	0.50	3039.315	0.027	0.01	2629.224	0.0006
NIV 01	306	42549.193	0.60	2938.188	0.028	0.01	2842.765	0.0006
NIV 02	306	36303.134	0.70	2716.276	0.031	0.01	2646.534	0.0005
NIV 03	306	30056.431	0.65	2489.231	0.026	0.01	2424.132	0.0004
NIV 04	306	24016.605	0.70	2222.404	0.025	0.30	2166.38	0.0109
NIV 05	306	17976.514	0.60	1913.847	0.018	0.30	1870.178	0.0094
NIV 06	306	12127.954	0.60	1568.528	0.015	0.05	1537.573	0.0013
NIV 07	306	6278.98	0.50	1205.68	0.009	0	1177.182	0
NIV 08	306	560.101	0.45	989.104	0.001	0	979.415	0

Tab.IV.10. Vérification de l'effet P- Δ .

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences imposées par le **RPA 99 version 2003**.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, et l'effort normal réduit, elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003, et cela avec les dimensions suivantes :

➤ **Poteaux :**

- Entre sol, R.D.C et 1^{er} étage (75,75) cm².
- 2^{ème}, et 3^{ème} étage..... (70,70) cm².
- 5^{ème}, et 4^{ème} étage (65,65) cm².
- 6^{ème} et 7^{ème} étage..... (60.60) cm².
- 8^{ème} étage, et le poteau du local machine..... (55.60) cm².

➤ **Poutres :**

- Poutres principales et secondaires (30,40) cm².

➤ **Voiles :**

- Entre sol, et R.D.C..... e = 20 cm.
- Du 1^{er} au 8^{ème} étage..... e = 15 cm.

Chapitre V

V.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.1.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailler les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.1.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.

- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa). Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

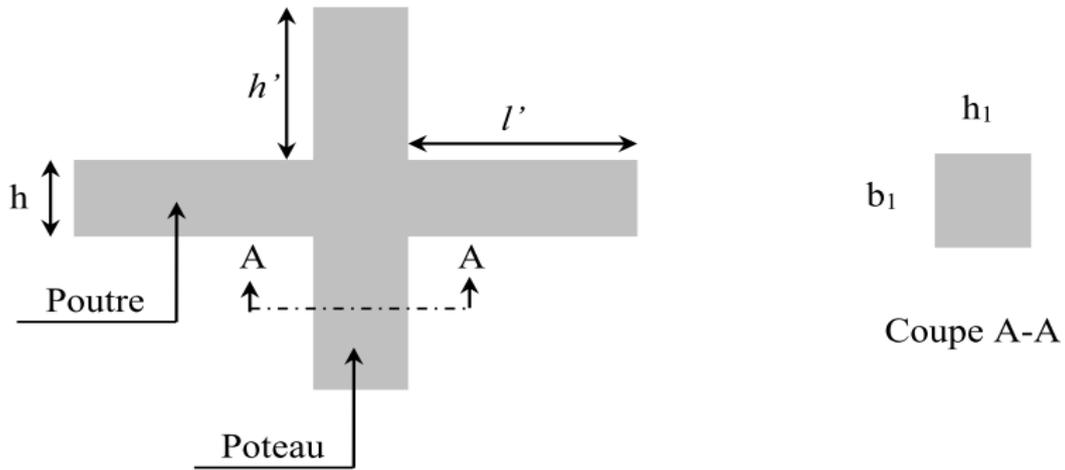


Fig.V.1. Zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

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

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	Amin (Cm ²)	Amax (cm ²) Zone courante	Amax (cm ²) Zone de recouvrement
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	45	225	337.5
2 et 3 ^{ème} étage	70×70	39.2	196	294
4 et 5 ^{ème} étage	65×65	33.8	169	253.5
6 et 7 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
8 ^{ème} étage et le dernier poteau de la cage d'escalier	60×55	26.4	132	198

Tab.V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b).Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élançement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ d'où (a) et (b) sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et (l_f) longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I), Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $At/t \cdot b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.1.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	-3696.99	-1.99	-213.65	-1648.33	767.80	3.17
2 et 3 ^{ème} étage	-1948.70	10.55	-136.43	-1112.95	-37.51	2.89
4 et 5 ^{ème} étage	-1384.37	-5.64	117.63	-469.87	-99.19	1.08
6 et 7 ^{ème} étage	-847.33	-8.06	-81.85	-453.23	72.55	0.83
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	-364.49	-18.09	-72.27	-109.29	82.69	55.50

Tab.V.2. Sollicitations maximales dans les poteaux.

V .1.4 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$-N_{\max} = -3696.99 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -1.99 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$$

$$-M_{\max} = -213.65 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = -1648.33 \text{ KN (G+Q+Ey)}$$

$$-N_{\min} = 767.80 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 3.17 \text{ KN.m (0.8G+Ey)}$$

- **Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :**

$$d = 0.70\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$$

$$N = -3696.99\text{KN (de compression)} \dots\dots G+Q+Ex \text{ (situation accidentelle)}$$

$$M = -1.99 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.001\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.375\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section, entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) \times b \times h \times f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = -1203.51 \text{ KN.m}.$$

$$(I) \Rightarrow N(d-d') - M_A = -0.41 < (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 2.21$$

La Condition n'est pas vérifiée

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

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1203.51 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.7^2 \times 18.48} = 0.177$$

$$\mu_{bu} = 0,177 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,245$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.631\text{m}$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = 54.81\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -3.76\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0\text{cm}^2$$

- **Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :**

$$M = -213.65 \text{ KN.m}, N = 1648.33 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.13\text{m} < (h/2) = 0.375\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = -747.36 \text{ KN.m}.$$

$$N(d-d') - M_A = -0.32 < (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 2.21 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

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

$$M_A = -747.36 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.110 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.146 \rightarrow Z = 0.659 \rightarrow A_I = 28.35 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

• Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 767.80 \text{ KN} \rightarrow M = 3.17 \text{ KN.m} \rightarrow eG = 0.004 \text{ m} < (h/2) = 0.375 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 252.71 \text{ KN.m}.$$

$$N(d - d') - M_A = 0.25 < (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 2.21... \text{ (Condition non vérifiée)}$$

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

$$M_A = 252.71 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.047 \rightarrow Z = 0.687 \rightarrow A_I = 10.57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Sections (cm ²)	A' (cm ²)	As (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	0	0	45	12HA20+4HA16=45.74
2 et 3 ^{ème} étage	70×70	0	0	39.2	8HA20+8HA16=41.21
4 et 5 ^{ème} étage	65×65	0	7.51	33.8	4HA20+12HA16=36.68
6 et 7 ^{ème} étage	60×60	0	0	28.8	12HA16+4HA14=30.28
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	60×55	0	1.43	26.4	4HA16+12HA14=26.52

Tab.V.3. Ferrailage des poteaux.

V.1.5. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (Cm ²)	Φ_l^{min} Cm	Vd (KN)	lr Cm	t zone nodale	t zone Courante	At (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A _t ^{adop} (Cm ²)
75×75	1.6	228.37	80	10	15	0.83	3.69	6HA8=4.02
70×70	1.6	95.87	80	10	15	0.47	2.24	6HA8=4.02
65×65	1.6	80.03	80	10	15	0.39	2	6HA8=4.02
60×60	1.4	65.42	64	10	15	0.32	1.77	6HA8=4.02
60×55	1.4	70.70	64	10	15	0.35	2.12	6HA8=4.02

Tab.V.4. Calcul des armatures transversales.

V.1.6. Vérifications

V.1.6.1. Vérification au flambement

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \dots\dots\dots \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \dots\dots\dots \text{Pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferraillage.

$N_d = 2932.10 \text{ KN}$

$l_f = 388 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 12.55 < 50 \rightarrow \alpha = 0.829 / 1.10 = 0.754$

$Br = (0.75 - 0.02) \times (0.75 - 0.02) = 0.5929 \text{ m}^2.$

$$N_u = 0.754 \left[\frac{0.5929 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{45.75 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 9478.48 \text{ KN}$$

$N_d = 2932.10 \text{ KN} < 9478.48 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation.
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	388	272	12.55	0.754	45.74	0.5929	9.478	2.932	Vérifiée
2 et 3 ^{ème} étage	70×70	286	200	9.89	0.761	41.21	0.4624	7.607	1.926	Vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	65×65	286	200	10.65	0.759	36.68	0.3969	6.547	1.365	Vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	60×60	286	200	11.53	0.756	30.28	0.3364	5.506	0.831	Vérifiée
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	60×55	286	200	12.58	0.754	26.52	0.3074	4.988	0.317	Vérifiée

Tab.V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.

V.1.6.2. Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

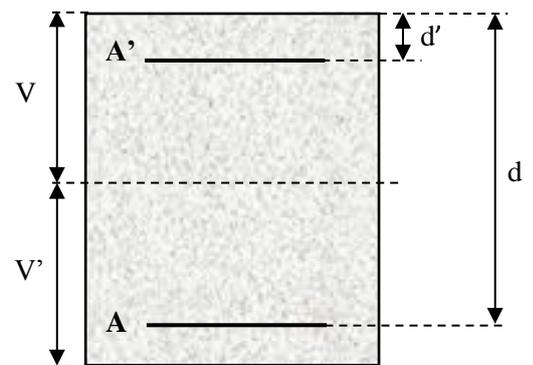


Fig.V.2. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et le pot du locale machine
Section (cm ²)	75×75	70×70	65×65	60×60	60×55
D (cm)	70	65	60	55	55
A' (cm ²)	22.87	20.61	18.34	15.14	13.26
A (cm ²)	22.87	20.61	18.34	15.14	13.26
V (cm)	37.5	35	32.5	30	30
V' (cm)	37.5	35	32.5	30	30
I _{yy} (m ⁴)	0.0304	0.0256	0.0190	0.0136	0.0133
N ^{ser} (MN)	2.247	1.492	1.060	0.649	0.277
M ^{ser} (MN.m)	0.0862	0.0775	0.0709	0.0601	0.0831
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0862	0.0775	0.0709	0.0601	0.0831
σ _{bc1} (MPa)	4.62	3.76	3.43	2.93	2.62
σ _{bc2} (MPa)	2.50	1.64	1.01	0.28	-1.13
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab.V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

- Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	272	12.55	0.075	70	228.37	0.30	1.88	Vérifiée
2 et 3 ^{ème} étage	70×70	200	9.89	0.075	65	95.87	0.21	1.88	Vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	65×65	200	10.65	0.075	60	80.03	0.21	1.88	Vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	60×60	200	11.53	0.075	55	65.42	0.20	1.88	Vérifiée
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	60×55	200	12.58	0.075	55	70.70	0.21	1.88	Vérifiée

Tab.V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

- Schéma explicatif

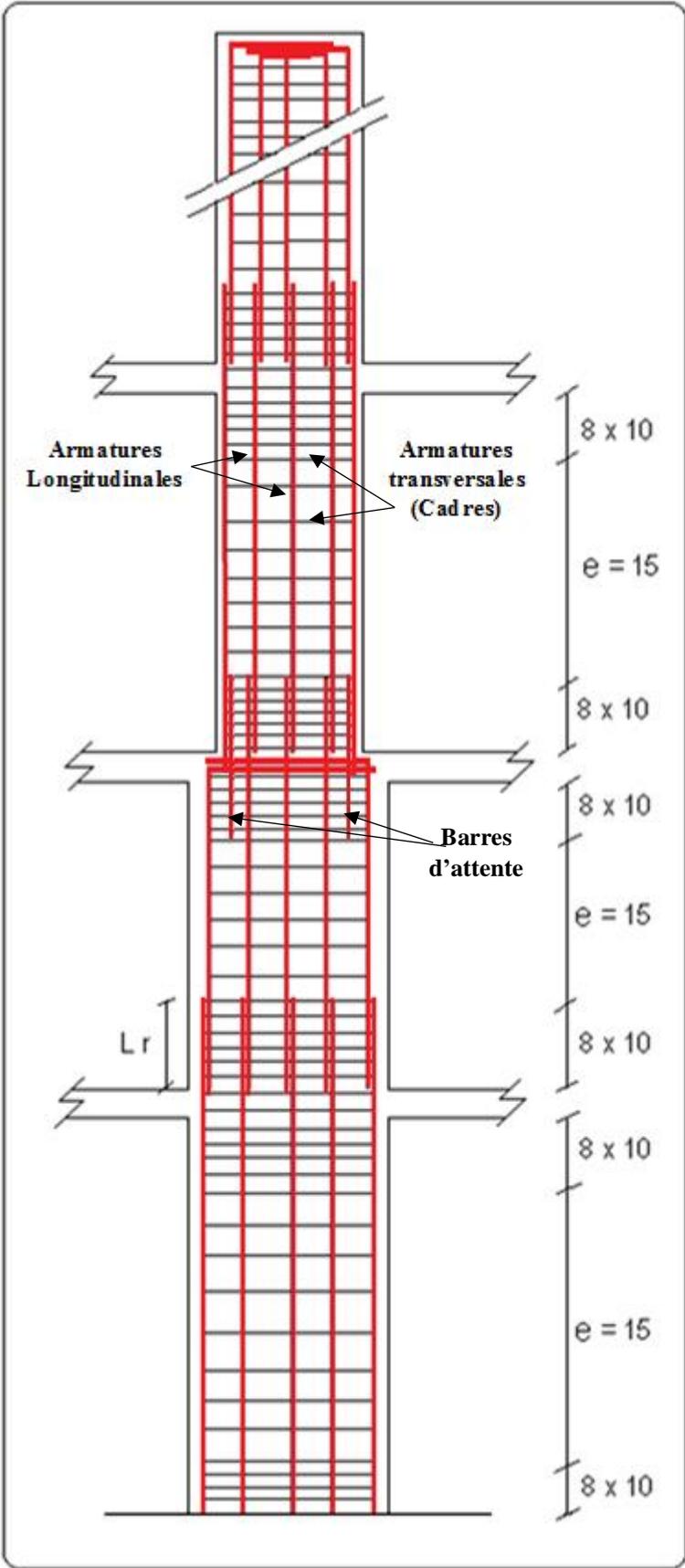


Fig.V.4. Réduction des sections de poteaux

V.1.7 Schéma de ferrailage des poteaux

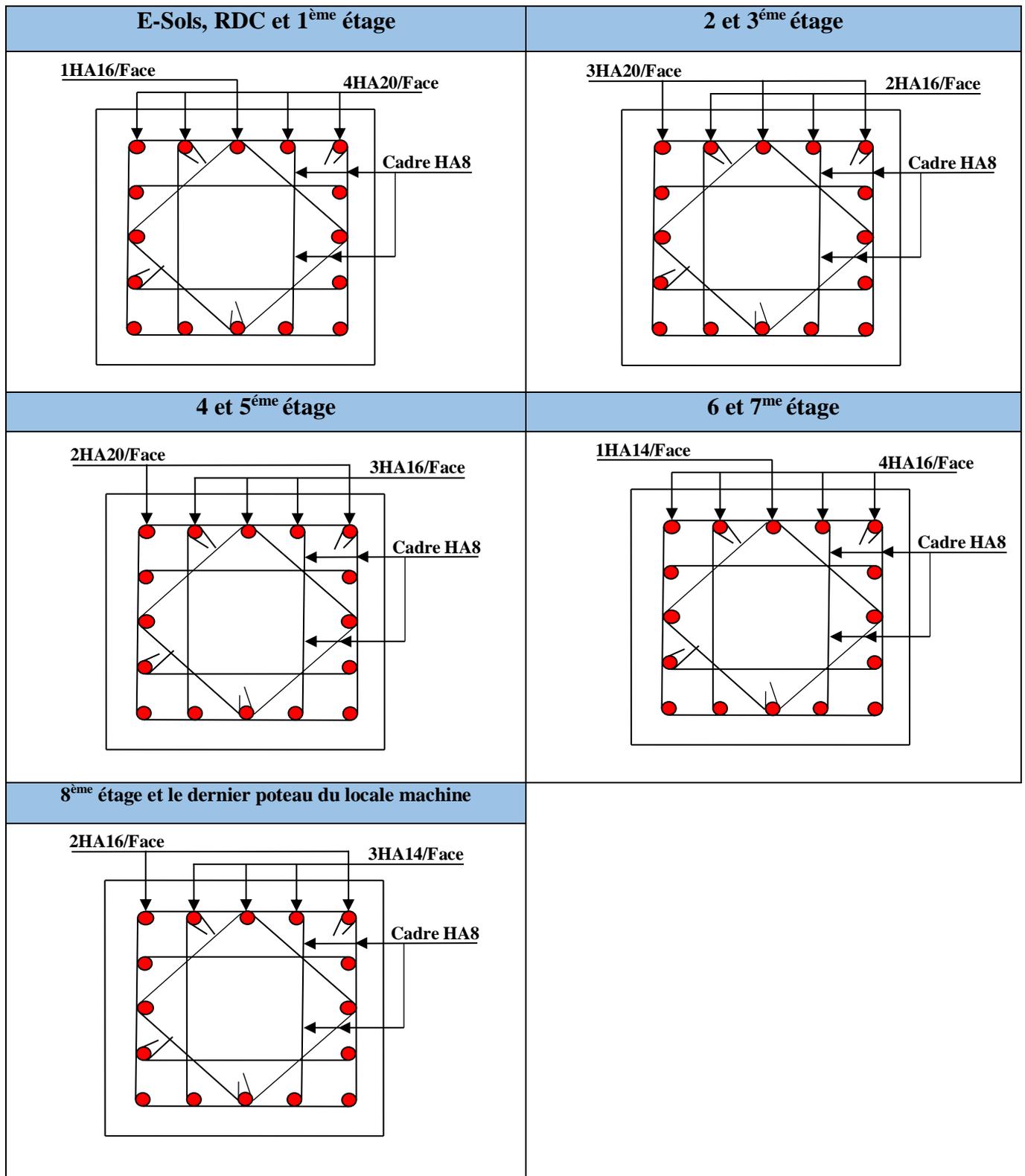


Fig.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.

V.2. Étude des poutres

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

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.1. Ferrailage

➤ Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des armatures longitudinales est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ : en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} est le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la Dispositions constructives des portiques selon le RPA 99 (Figure 7.5), avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre ϕ_l 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.2.4. Calcul du ferrailage

➤ **Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

• **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec: } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et} \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_t}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_t}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{avec: } M_t = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 108.93 \text{ KN.m} \dots\dots (G+Q+E_x) \\ M_a = 106.60 \text{ KN.m} \dots\dots (G+Q+E_y) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.93 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.144$$

$$\mu_{bu} = 0.144 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.195$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.341 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 7.98 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.60 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.141$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.191, \quad Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.342 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = 7.80 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	P.P	30×40	Appui	106.60	211.94	7.98	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	108.93		7.80		3HA14+3HA12=8.01
	P.S	30×40	Appui	119.50	123.88	10.5		3HA14+3HA16=10.65
			Travée	80.32		5.75		3HA16=6.03
2 et 3 ^{ème} étage	P.P	30×40	Appui	101.79	211.37	7.41	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	108.84		7.97		3HA14+3HA12=8.01
	P.S	30×40	Appui	97.77	118.94	8.37		4HA14+2HA12=8.42
			Travée	81.50		5.84		3HA16=6.03
4 et 5 ^{ème} étage	P.P	30×40	Appui	87.05	182.69	6.26	6	6HA12=6.79
			Travée	90.63		6.54		6HA12=6.79
	P.S	30×40	Appui	98.07	105.36	8.39		4HA14+2HA12=8.42
			Travée	71.49		5.08		3HA16=6.03
6 et 7 ^{ème} étage	P.P	30×40	Appui	76.02	137.52	5.42	6	3HA16=6.03
			Travée	62.33		4.40		3HA16=6.03
	P.S	30×40	Appui	98.30	98.23	8.42		4HA14+2HA12=8.42
			Travée	53.51		3.75		3HA16=6.03
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	P.P	30×40	Appui	78.37	118.73	5.60	6	3HA16=6.03
			Travée	29.30		2.34		3HA16=6.03
	P.S	30×40	Appui	64.25	70.16	5.30		3HA16=6.03
			Travée	31.71		2.19		3HA16=6.03

Tab.V.8. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

V.2.5. Vérification des armatures selon le RPA 99

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

En zone II : $L_r > 40 \times \phi_l$

$\phi_l = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi_l = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi_l = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

V.2.6. Les armatures transversales

- **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.33; 3 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres.

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

- **Selon le BAEL91 (Art H.III.3)**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec :

$$1) S_t = \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 16.76 \text{ cm}$$

- **Selon le RPA99 Art (7.5.2.2)**

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right) = 10 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, 12 \times \phi_t\right) = 20\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

• **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.7. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité : selon le BAEL91

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45\text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte tangentielle maximale**

Vérification de l'effort tranchant

Selon le **BAEL91**, il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(1.133 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} .$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	211.94	1.91	3.33	Vérifiée
secondaires	123.88	1.12	3.33	Vérifiée

Tab.V.9. Vérification des contraintes tangentielles.

Donc : pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ **Appuis de rives** $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) . \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ **Appuis intermédiaires** $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2) .$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	211.94	106.60	5.30	-2.70	Vérifiée
Secondaires	8.01	123.88	119.50	3.56	-6.76	Vérifiée

Tab.V.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

V.2.8. Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton : BAEL91 (Art E.III.1)

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 ; \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principale	Appuis	59.53	90941.30	13.67	8.95	15	vérifiée
	Travées	24.10	90941.30	13.67	3.62	15	vérifiée
Poutres secondaire	Appuis	91.22	111037.2	15.22	12.50	15	vérifiée
	Travées	48.05	73788.61	12.22	7.96	15	vérifiée

Tab.V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.

- État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	440	8.01	0.091	0.075	0.0072	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	430	8.01	0.093	0.075	0.0072	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab.V.12. Vérification de la flèche pour les poutres.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.9. Schéma de ferrailage des Poutres

➤ Poutres Principales :

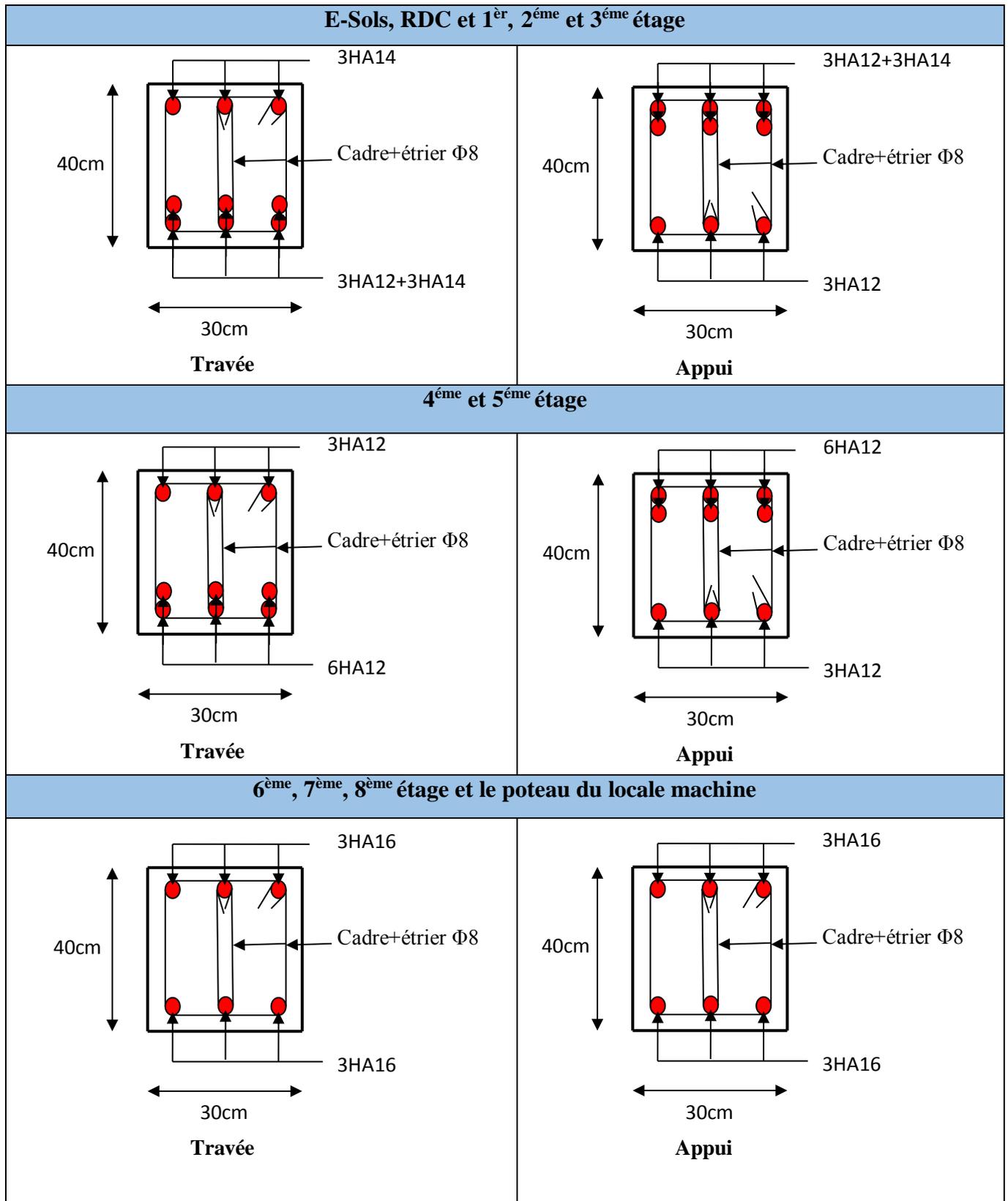


Fig.V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales dans chaque niveau.

➤ **Poutres secondaires**

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

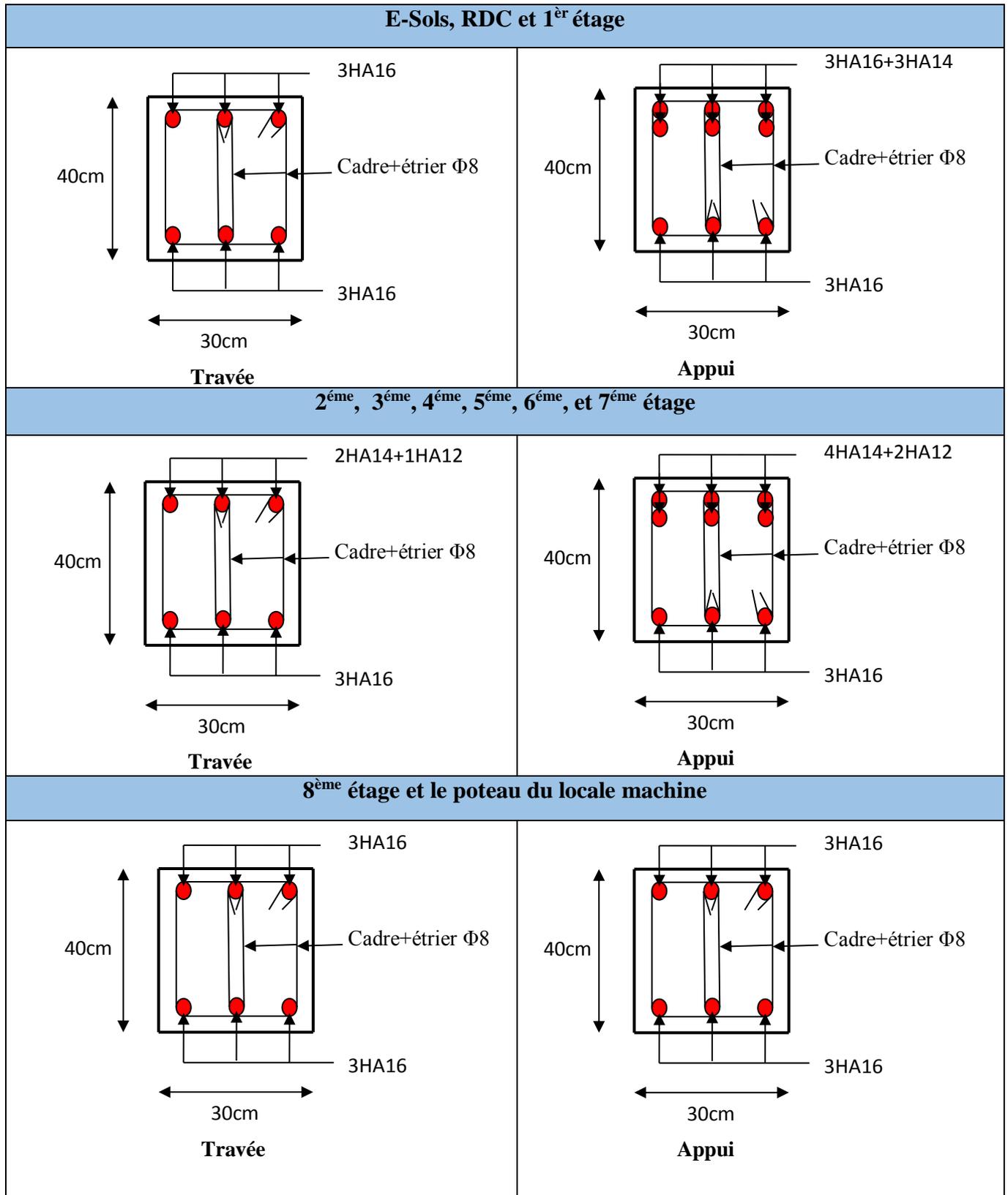


Fig.V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires dans chaque niveau.

- Schéma explicatif

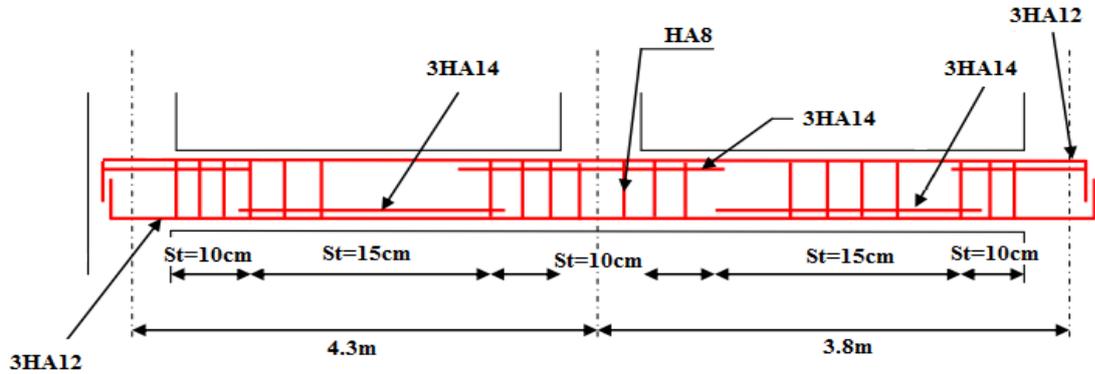


Fig.V.8. Schéma explicatif du ferrailage des poutres principales de l'Entresol, RDC, et 1^{er} étage.

V.2.10. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

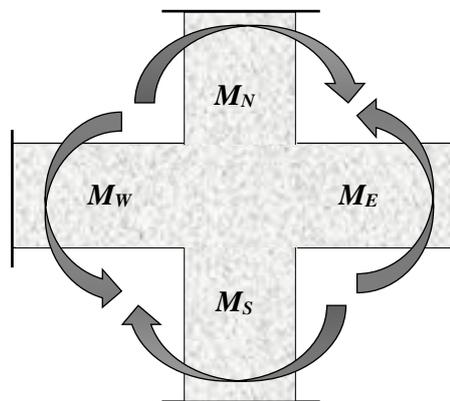


Fig.V.3. Répartition des moments dans la zone nodale.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As/face (cm ²)	MR (KN.m)
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	75×75	67.5	14.58	342.48
2 et 3 ^{ème} étage	70×70	63	13.44	294.66
4 et 5 ^{ème} étage	65×65	58.5	11.18	227.60
6 et 7 ^{ème} étage	60×60	54	9.55	179.46
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	60×55	49.5	8.17	140.74

Tab.V.13. Les moments résistants dans les poteaux.

- Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
E-Sols	342.48	342.48	684.96	108.93	108.93	272.33	vérifiée
RDC	342.48	342.48	684.96	108.93	108.93	272.33	vérifiée
Etage1	294.66	342.48	592.14	108.93	108.93	272.33	vérifiée
Etage2	294.66	294.66	589.32	108.84	108.84	272.10	vérifiée
Etage3	227.60	294.66	522.26	108.84	108.84	272.10	vérifiée
Etage4	227.60	227.60	455.24	90.63	90.63	266.58	vérifiée
Etage5	179.46	227.60	407.06	90.63	90.63	266.58	vérifiée
Etage6	179.46	179.46	358.92	62.33	62.33	155.83	vérifiée
Etage7	140.74	179.46	320.20	62.33	62.33	155.83	vérifiée
Etage8	140.74	140.74	281.48	29.30	29.30	73.25	vérifiée
poteau du locale machine	0	140.74	140.74	29.30	0	36.63	vérifiée

Tab.V.14. Vérification de la zone nodale.

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.3. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0.8G \pm E$$

V.3.1. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

- **Aciers verticaux : [7.7.4.1]**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

Avec : L_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Aciers horizontaux : RPA (art : 7.7.4.2)**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

• Règles communes :

Le pourcentage d’armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L’espace des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles / m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrements doivent être égales :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ avec : $V = 1.4Vu$

Cette quantité doit s’ajouter à la section d’aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E-sols, RDC et 1 ^{er} étage	-1705.92	14.05	1087.01	1468.70	754.67	-1068.6	674.23
2 et 3 ^{ème} étage	1215.31	-0.97	-388.64	804.43	467.35	-245.56	404.46
4 et 5 ^{ème} étage	958.65	2.98	173.73	829.17	418.45	-169.61	268.52
6 et 7 ^{ème} étage	652.76	5.13	190.04	403.33	207.89	-175.38	149.85
8 ^{ème} étage et le pot du locale machine	268.15	8.93	187.26	229.49	117.60	-175.53	185.84

Tab.V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x’.

V.3.3. Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul, et sa sera le Voile V_{x1} avec l’épaisseur $e = 0.15 m$, et les autres seront résumés dans un tableau.

➤ Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

• Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 3.30 \text{ m}, d = 3.25 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1705.92 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 14.05 \text{ KN.m. (Combinaison E.L.U)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.008 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.65 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d-d') - M_A > (0.337h - 0.81 \times d_0) \times b \times h \times f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2743.52 \text{ KN.m.}$$

$$(I) \Rightarrow N (d-d') - M_A = 2.72 < (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 10.04$$

La Condition n'est vérifiée

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

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.127$$

$$\mu_{bu} = 0,127 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

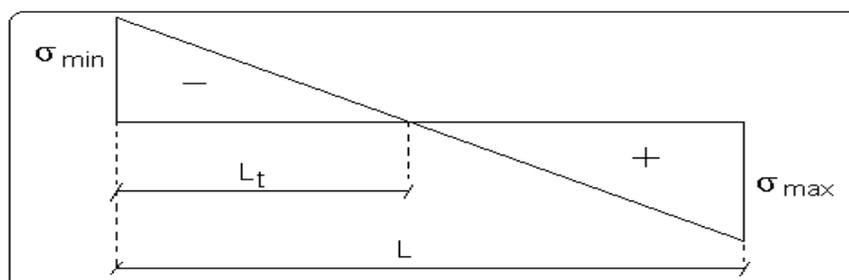
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,171$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 2.56 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = 30.79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -18.24 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}$$

• Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 2.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 2.55 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.63 \text{ m}$$

- **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 674.23 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times St} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$St \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$, on prend $St = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$A_h = 1.81 \text{ cm}^2$$

Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 1087.01 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1498.70 \text{ KN (G+Q-Ex)}$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = 0.73 \text{ m} < (h/2) = 1.25 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section \Rightarrow **SPC**.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 3484.93 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$\mu_{bu} = 0.125 (A' = 0 \text{ cm}^2) \rightarrow \alpha = 0.167 \rightarrow z = 2.57 \text{ m} \rightarrow A_I = 33.95 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 5.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -0.72 \text{ MPa}$$

$$L_t = -0.53 \text{ m}$$

➤ **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N_{\min} = 754.67 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -1068.60 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = 1.42m < (h/2) = 1.25m.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow **SPC.**

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 138.87 \text{ KN} \cdot m.$$

$$\mu_{bu} = 0.005 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.006 \rightarrow z = 2.74 \text{ m} \rightarrow A_l = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 4.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -1.80 \text{ MPa}$$

$$L_t = -2.60 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1} .

$$\text{Soit : } A_{V(ZT)} = 1.07 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.80 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 590 = \mathbf{-10.39 \text{ cm}^2}. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 330 \times 20 \times 2.1 / 400 = \mathbf{7.85 \text{ cm}^2}. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (330 - 2 \times 590) = \mathbf{16.99 \text{ cm}^2}. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 330 = \mathbf{9.90 \text{ cm}^2}. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } \mathbf{A = 16.99 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour : 16HA12 = 18.10 cm² (Schéma ferrailage fig.V.9)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

Niveau	E-sols, RDC et 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et le pot du locale machine
Section (m ²)	0.20×3.30	0.15×3.30	0.15×3.30	0.15×3.30	0.15×3.30
M(KN)	-1068.59	-245.56	-169.61	-175.38	187.29
N(KN)	754.67	467.35	418.45	207.89	229.49
V (KN)	674.23	404.46	268.52	149.85	185.84
τ (MPa)	1.45	1.16	0.77	0.43	0.53
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	16.99	7.43	7.43	7.59	7.43
A_v^{adop} (cm ²)	18.10	15.33	15.33	12.57	12.57
N^{bre} /par face	16HA12	8HA12+ 8HA10	8HA12+ 8HA10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.82	1.09	0.72	0.4	0.5
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tab.V.16. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x2} dans les autres niveaux :

Niveau	E-sols, RDC et 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et le pot du locale machine
Section (m ²)	0.20×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5	0.15×1.5
M(KN)	-260.04	-84.21	-55.72	-28.25	-11.71
N(KN)	225.54	211.85	146.77	70.71	26.54
V (KN)	127.26	84.59	70.67	50.81	24.79
τ (MPa)	0.61	0.54	0.45	0.33	0.16
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	13.84	3.58	3.38	3.60	3.97
A_v^{adop} (cm ²)	13.85	10.18	7.07	7.07	7.07
N^{bre} /par face	9HA14	9HA12	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.77	0.51	0.43	0.31	0.15
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tab.V.17. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y1} dans les autres niveaux :

Niveau	E-sols, RDC et 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage et le pot du locale machine
Section (m ²)	0.20×2.80	0.15×2.80	0.15×2.80	0.15×2.80	0.15×2.80
M(KN)	-871.67	228.87	-247.78	-173.05	-154.47
N(KN)	1316.90	301.01	675.15	507.98	228.74
V (KN)	342.86	263.91	222.28	161.74	113.63
τ (MPa)	0.87	0.90	0.75	0.55	0.39
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	8.40	9.00	6.30	6.30	6.30
A_v^{adop} (cm ²)	16.96	14.55	15.20	11.78	11.78
N^{bre} /par face	15HA12	8HA12+ 7HA10	7HA12+ 8HA10	15HA10	15HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.09	0.84	0.71	0.51	0.36
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tab.V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

V.3.4. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) comme exemple.

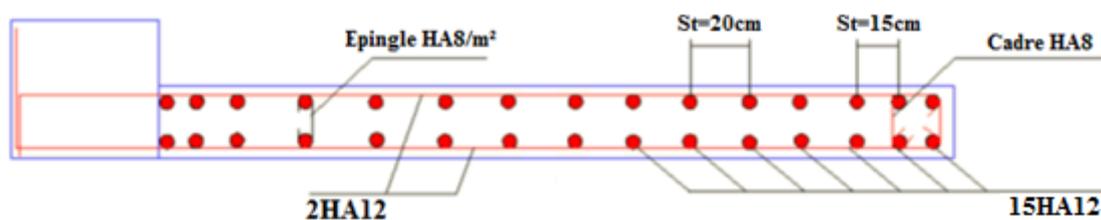


Fig.V.9. Schéma de ferrailage du voile RDC.

Chapitre VI

VI .1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe ou les semelles est posées directement sur le sol (fondations superficielles), ou indirecte, semelles sur pieux (fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 1.5 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1). G + Q + E$$

$$2). 0.8 \times G \pm E$$

VI .4. Étude des fondations

VI.4.1. Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$N = N_0 + N_1$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_0 : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

N_1 = l'effort du au poids de la semelle

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

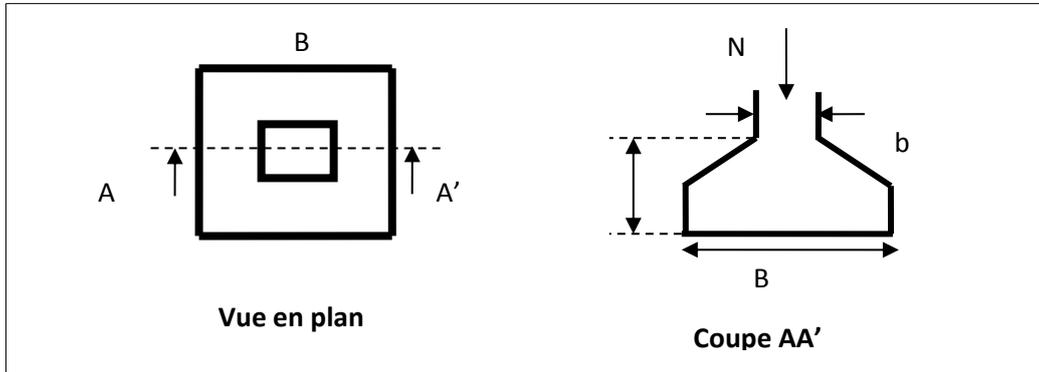


Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B.

$$N_0 = 3696,99 \text{ KN.}$$

$$V = (A \times B)H = 1.5 \times 1.5 \times 0,2 = 0,45 \text{ m}$$

$$N_1 = V \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

$$N = N_0 + N_1 = 3708.24 \text{ KN (l'effort estimer due au poids de la semelle isolée)}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a: } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}} \text{ AN: } B = 4.31 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

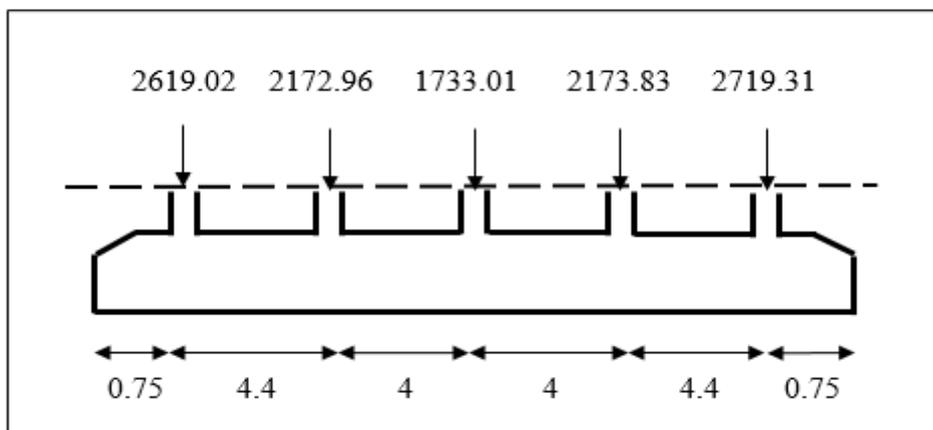


Fig.VI.2. Schéma d'une semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 2619.02 \text{ KN}$, $N_2 = 2172.96 \text{ KN}$, $N_3 = 1733.01 \text{ KN}$, $N_4 = 2173.83 \text{ KN}$

$N_5 = 2719.31 \text{ KN}$

$$N_0 = \sum_{i=1}^5 N_i = 11418.13 \text{ KN}$$

$$N_1 = 18.30 \times 1,5 \times 0.2 \times 25 = 137.25 \text{ KN}$$

N_1 : l'effort estimé du au poids de la semelle filante

$$N = N_0 + N_1 = 11555.38 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11555.38 \times 10^{-3}}{0.2 \times 18.3} = 3.16 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.4.3. Radier général

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4.3.1. Pré dimensionnement

- **Condition de coffrage :**

- **La nervure**

$$L_{\max} = 4.40 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

➤ **La dalle**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 22 \text{ cm}$$

• **Condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN}/m^2$

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$

K : capacité portante d'un sol moyen. $K = 4 * 10^4 \text{ KN}/m^2$:

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

de (1) et (2) $\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E \pi^4}} \geq 0.61m$

• **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b * d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d * L_{\max}}{2 * S_{rad}} * b \quad (b = 1ml)$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = 385.76KN$$

$$(I) \Rightarrow d \geq 0.33m, \text{ on prend } d = 35cm$$

À partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 70cm$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40cm$ pour la dalle du radier.

• **La surface du radier**

- $N=72380.10$ KN : est la charge totale transmise par la superstructure tirée à partir du SAP2000.v14
- **Poids des nervures sens x-x:** $(0.75 \times 0.7) = 0.7 \times 0.75 \times 25 \times (25.2 \times 5 + 12.4) = 1816.5$ KN.
- **Poids des nervures sens y-y:** $(0.75 \times 0.7) = 0.7 \times 0.75 \times 25 \times 16.8 \times 8 = 1764$ KN

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{75.96}{0.2} = 379.8m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 423.36m^2$

$$S_{rad} = S_{bat} = 423.36m^2$$

VI.4.3.2. Les Vérifications nécessaires

a). Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

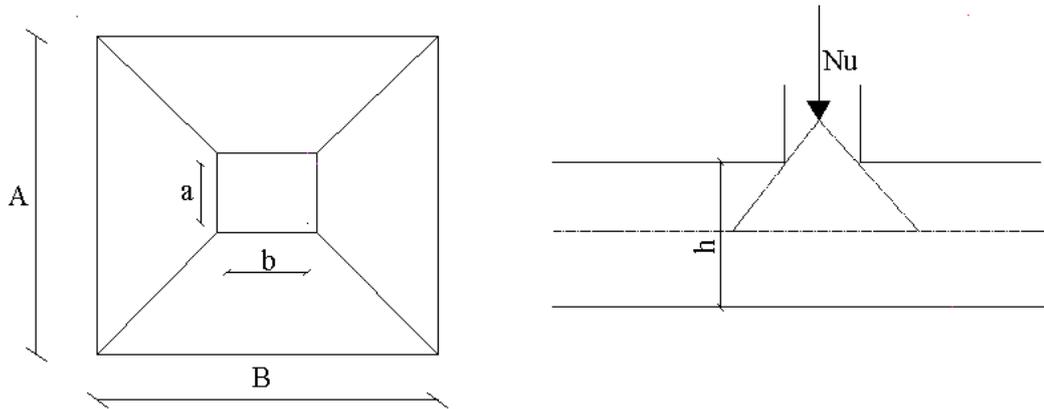


Fig.VI.3. Zone de contact poteau radier.

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ CBA (article A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $U_c = 5.8m$ ce qui donne :

$$N_u = 2.72 \text{ MN} < 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 5,8 \times 0,7 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 3.05 \text{ MN} \dots \text{Condition}$$

vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_g, Y_g)$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_{x,y}: Moment sismique à la base

$$N = 58297.86 \text{ KN}$$

$$M_x = 73941.11 \text{ KN}$$

$$M_y = 64490.45 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} X_g = 12.6 \text{ m} \\ I_{xx} = 9957.43 \text{ m}^2 \\ Y_g = 8.4 \text{ m} \\ I_{yy} = 22404.21 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- Sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.17 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.18 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ RPA99 (Article 10.1.5)

- Suivant x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{64490.45}{58297.86} = 1.11 \text{m} < \frac{B}{4} = \frac{25.2}{4} = 6.3 \text{m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant y-y :

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{73941.11}{58297.86} = 1.23 \text{m} < \frac{B}{4} = \frac{16.8}{4} = 4.2 \text{m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la poussée hydrostatique

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d’ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale du radier = 423.36 m²

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ (Poids volumique de l’eau)

$$P = N_{ser} = 57385.25 \text{KN} > 1.5 \times 1.5 \times 423.36 \times 10 = 9525.6 \text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur b = 1m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{75045.32 \times 4.3 \times 1}{2 \times 423.36} = 381.11 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{381.11}{1 \times 0.35} = 1.10 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa.}$$

VI.4.3.3. Ferrailage

➤ La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension :

$$l_x = 3.7m \text{ et } l_y = 5.1m$$

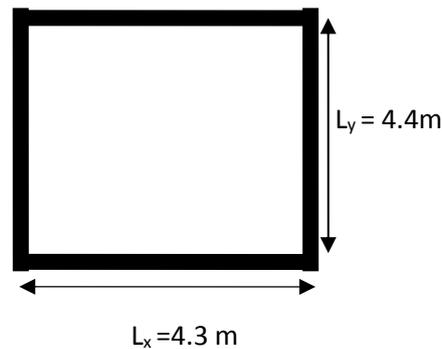


Fig.VI.4. Dalle sur 4 appuis

➤ Calcul des sollicitations

Calcul a l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{red}}$$

$$N_{u,structure} = 75045.32 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 4233.60 \text{ KN}$$

$$N_{nervure} = 1992.9 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,structure} + N_{radier} + N_{nervure} = 81271.82 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{red}} = 191.97 \text{ KN} / m^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.3 - 0.75 = 3.55m$$

$$L_y = 4.4 - 0.75 = 3.65m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 92.18KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 85.93KN.m$

- En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 69.14KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 78.35KN.m$

- En appui :

$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 46.09KN.m$

$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 42.97KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = (1 \times 0.4)m^2$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

		M (KNm)	Acalc (cm2)	Amin (cm2)	Aadop (cm2/ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	69.14	5.79	5.68	5HA14=7.70	20
	Appui	46.09	3.84	5.68	5HA12=5.65	20
Sens y-y	Travée	78.35	6.58	5.6	5HA14=7.70	20
	Appui	42.97	3.57	5.6	5HA12=5.65	20

Tab.VI.1. Section d'armatures du radier général.

- **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_r = e = 40cm$

$b = 100cm$

$\rho = 0.97$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \quad V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 224.28 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{224.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.64 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots$$
 Condition vérifiée.

$$\bullet \quad V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 209.34 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{209.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.60 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots$$
 Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{red}}$$

N_{ser,structure} = 57385.25 KN

N_{radier} = 4233.60 KN

N_{nervure} = 1992.9 KN

N_u = N_{u,structure} + N_{radier} + N_{nervure} = 63611.75 KN

$$Q_s = \frac{63611.75}{423.36} = 150.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 88.05 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 84.03 \text{ KNm}$

- En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 66.04 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 71.43 \text{KN.m}$$

- En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 44.03 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 42.02 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
x-x	M _t	66.04	5.16	15	Vérifiée	265.02	201.63	Non Vérifiée
	M _a	44.03	3.9	15	Vérifiée	176.69	201.63	Vérifiée
y-y	M _t	71.43	5.58	15	Vérifiée	386.54	201.63	Non Vérifiée
	M _a	42.02	3.72	15	Vérifiée	227.45	201.63	Non Vérifiée

Tab.VI.2. Vérification des contraintes.

La contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		α	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	St (cm)
Appui	y-y	0.208	0.0017	6.40	6HA12=6.79	7.49	91086.42	190.36	15
Travée	x-x	0.255	0.0027	10.23	6HA16=12.06	9.59	146200.5	172.17	15
	y-y	0.265	0.0029	11.10	6HA16=12.06	9.59	146200.5	186.22	15

Tab.VI.3. Vérification des contraintes après ferrailage a L'ELS.

➤ Schéma de ferrailage

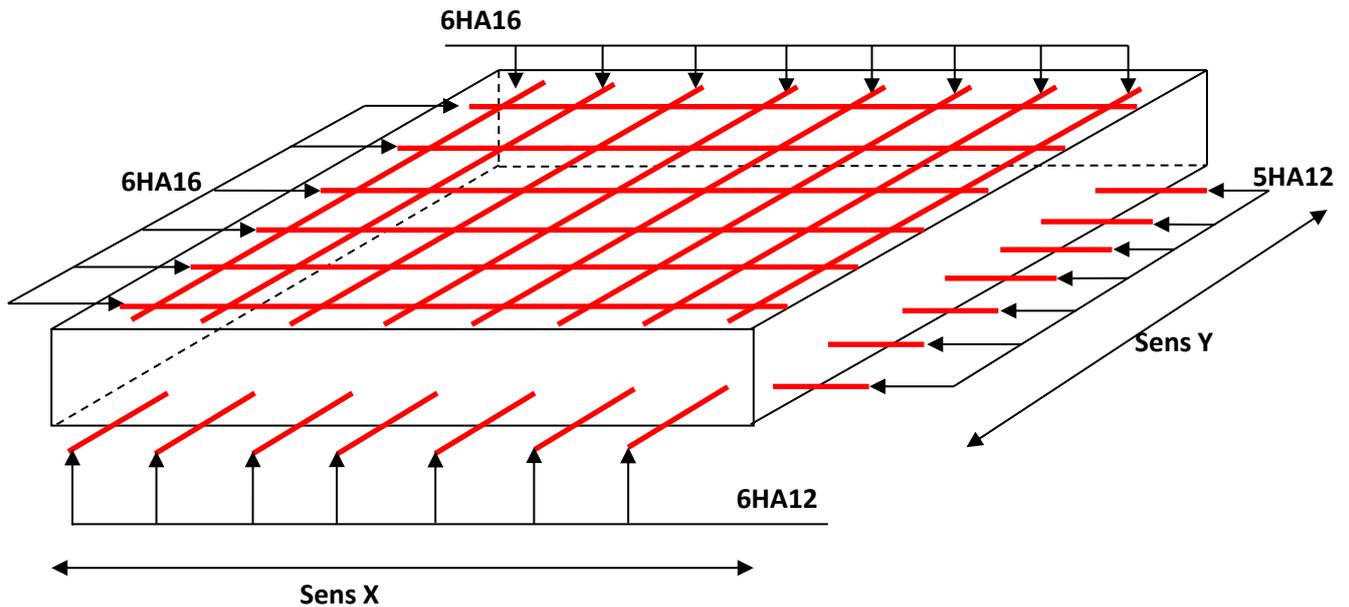


Fig.VI.5. Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.3.4. Étude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en « T », noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure ci-après :

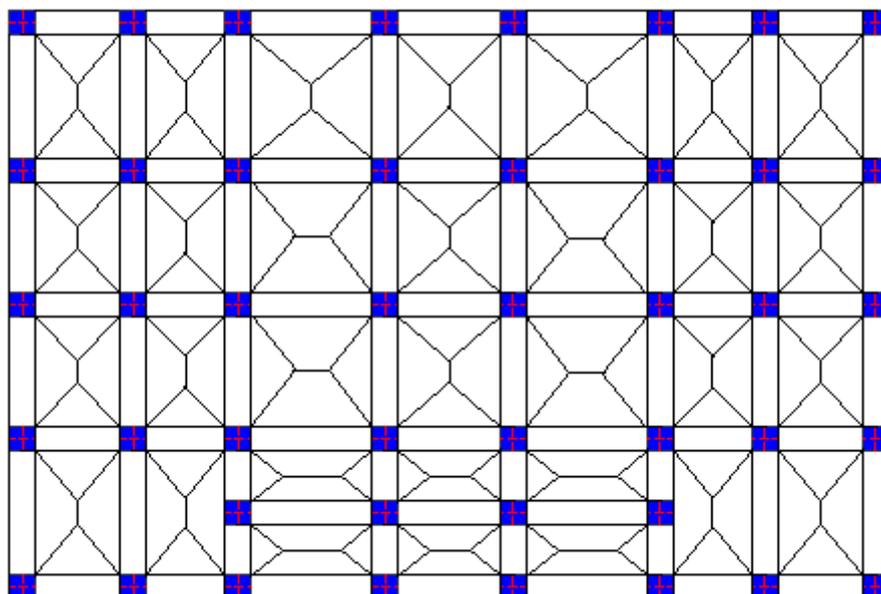


Fig.VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier.

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suite :

❖ **Les charges triangulaires**

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_x^2} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux cotés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Les charges trapézoïdales :**

$$q_m = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times l_x$$

$$q_v = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times l_x$$

Avec :

q_m : charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.4.3.4.1. Calcul des sollicitations

On fait le calcul pour la nervure la plus sollicitée dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Avec :

$$Q_u = 191.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 150.25 \text{ KN/m}^2$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{: Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{: Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

- Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ Sens x-x :

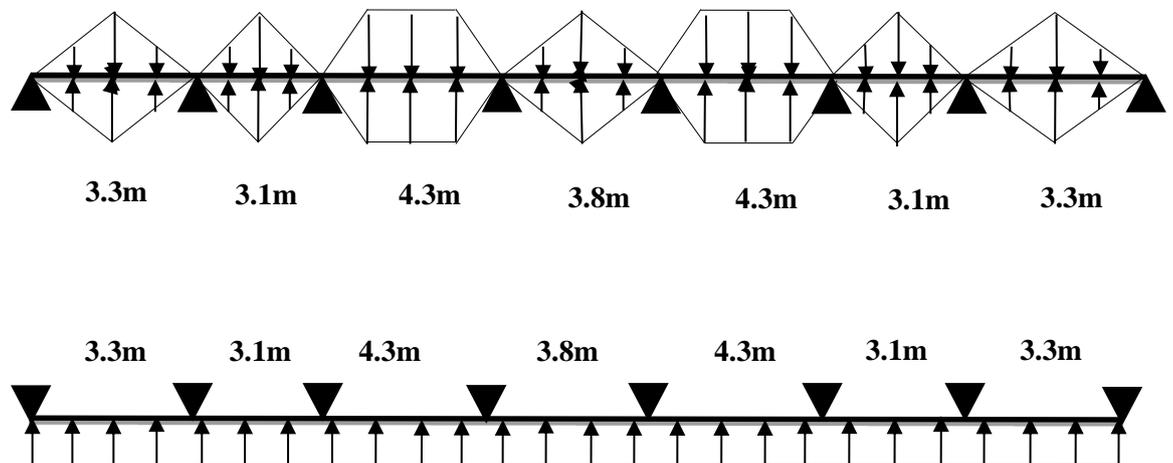


Fig.VI.7. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon X-X.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	Ma(KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.3	3.3	464.56	-94.86	-421.27	1.44	384.85	865.44
B-C	3.1	2.48	262.38	-421.27	-544.97	1.05	276.66	375.23
C-D	4.3	3.44	575.34	-544.97	-626.31	1.68	265.89	1013.23
D-E	3.8	3.04	394.25	-626.31	-626.31	1.52	170.87	599.26
E-F	4.3	3.44	575.34	-626.31	-546.79	1.76	264.96	1012.70
F-G	3.1	2.48	262.38	-546.79	-423.13	1.43	278.50	375.21
G-H	3.3	3.3	464.56	-423.13	-94.86	2.03	117.03	532.40

Tab.VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X.

➤ Sens y-y :

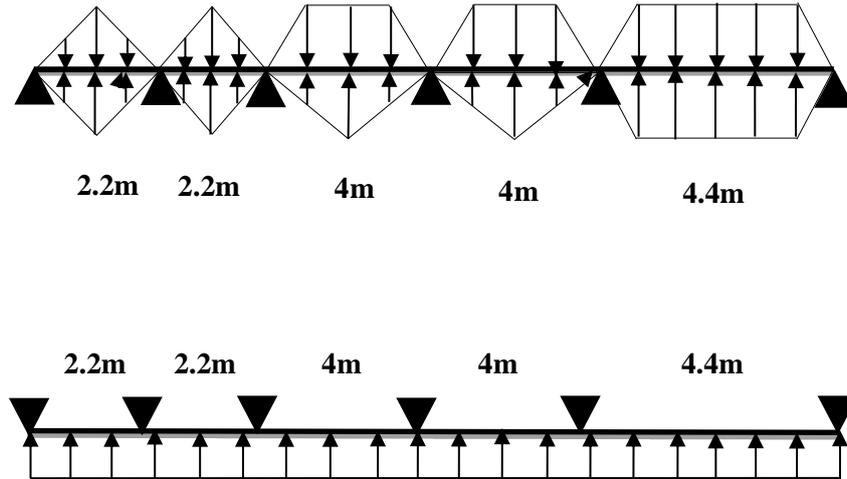


Fig.VI.8. Schéma statique de la nervure la plus sollicitée selon Y-Y.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	Ma(KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V (KN)
				Mg	Md			
A-B	2.2	2.2	206.48	-18.74	-86.72	0.95	74.62	258.25
B-C	2.2	1.76	132.14	-86.72	-373.57	0.35	75.47	279.27
C-D	4	3.20	458.66	-373.57	-552.55	1.48	127.44	789.79
D-E	4	3.20	458.66	-552.55	-1231.93	1.14	256.02	946.16
E-F	4.4	4.4	757.81	-1231.93	-275.09	2.49	1111.59	1884.65

Tab.VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens Y-Y.

VI.4.3.4.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en ‘T’ en flexion simple avec les sollicitations maximums dans chaque sens.

$h = 0,7m$

$h_0 = 0.4m$

$b_0 = 0.75m$

$d = 0.70m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.4}{10}; \frac{4.3}{2})$

$b_1 \leq \min(0.44, 2.15)$

soit : $b_1 = 0.40m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.55m$

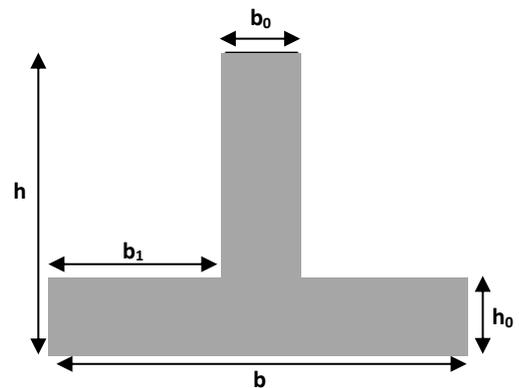


Fig.VI.9. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M _t (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	384.85	17.81	9HA16=18.10
	Appui	626.31	29.94	7HA20+2HA25=31.81
Y-Y	Travée	1111.59	57.43	5HA32+4HA25=59.85
	Appui	1231.93	65.12	6HA32+4HA25=67.89

Tab.VI.6. Section d'armatures des nervures.

VI.4.3.4.3. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} :

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.89\text{cm}^2$$

La condition est vérifiée pour toutes les sections d'armatures.

- ❖ **Remarque :**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

Selon le **CBA93 (Art A.7.3)**, c'est armatures doivent avoir une section minimale de 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur section.

Donc :

$$A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- On va utiliser **2HA12 = 20.26cm² par face**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 3.87 \text{ MPa} > 2.5 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée.}$$

Donc : On doit augmenter la section du béton

$$b = 0.75\text{m et } h = 1.10\text{m}$$

$$\text{On aura } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2.39 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage après augmentation de la section du béton est résumé dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M _t (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	384.85	10.71	8HA14=12.32
	Appui	626.31	17.62	6HA16+2HA20=18.34
Y-Y	Travée	1111.59	32.02	4HA20+4HA25=32.21
	Appui	1231.93	35.70	8HA25=39.27

Tab.VI.7. Section d'armatures des nervures après augmentation de la section du béton.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(31.4 ; 21.42 ; 32) = 20mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(27.5 ; 12 ; 14) = 12cm \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

On prend S_t = 10cm en zone nodale et S_t = 15cm en travée

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

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

Sens	Localisation	M (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	Travée	301.23	12.32	4.01	15	Vérifiée	248.99	201.63	Non vérifiée
	Appui	323.72	18.34	3.66	15	Vérifiée	182.17	201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	1118.10	32.21	10.19	15	Vérifiée	366.55	201.63	Non vérifiée
	Appui	1168.55	39.27	9.91	15	Vérifiée	317.14	201.63	Non vérifiée

Tab.VI.8. Vérification des contraintes dans les nervures.

On remarque dans le tableau que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées sauf au niveau de l'appui au sens x-x.

Donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	As cal (cm ²)	Aadop (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
X-X	Travée	15.32	8HA16=16.08	22.97	1926002.02	192.44	201.63	Vérifiée
	Appui	18.34	6HA16+2HA20=18.34	24.33	2150307.1	182.17	201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	60.42	6HA25+4HA32=61.62	40.02	5505165.89	188.82	201.63	Vérifiée
	Appui	63.32	5HA25+5HA32=64.75	40.78	5701074.47	188.22	201.63	Vérifiée

Tab.VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures après re-ferraillage.

• Schéma de ferrailage :

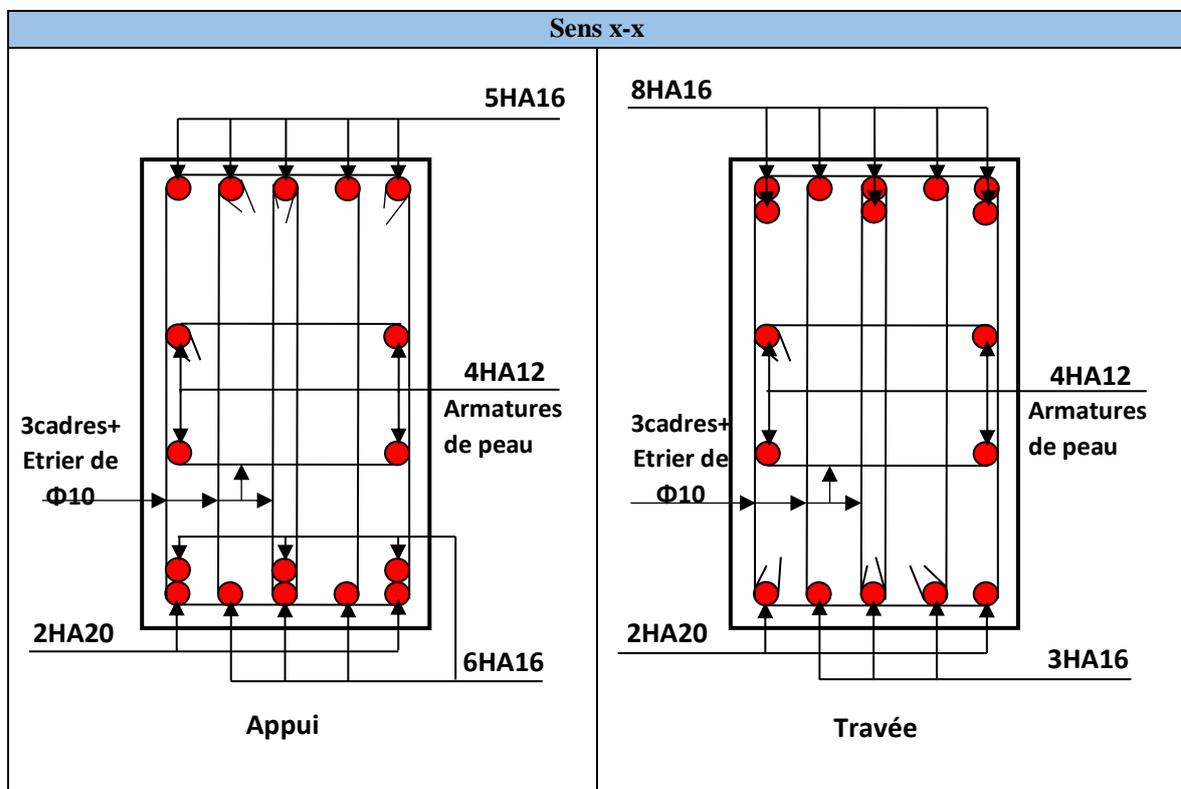


Fig.VI .10.1. Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.

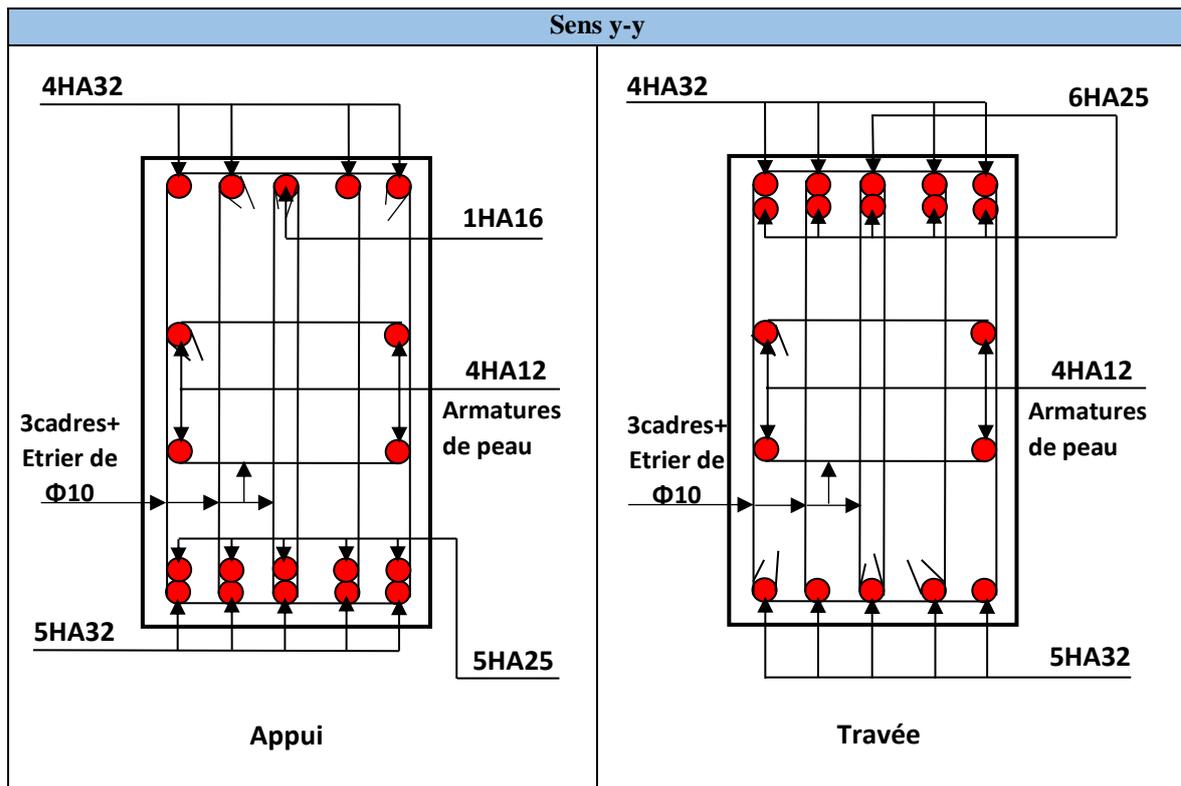


Fig.VI.10.2. Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.

VI.6. Étude du voile périphérique

Selon le **RPA 99/ 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

- La hauteur : $h = 3.68$ m
- La longueur : $L = 4.4$ m
- Épaisseurs : $e = 0.20$ m

Caractéristique du sol :

$$\text{Rapport de sol} \begin{cases} \text{Densité : } \gamma = 20 \text{KN} / \text{m}^3 \\ \text{Angle de frottement } \varphi = 15^\circ \\ \text{Cohésion } C = 0 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

✓ **Méthode de calcul**

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{KN} / \text{m}^2$

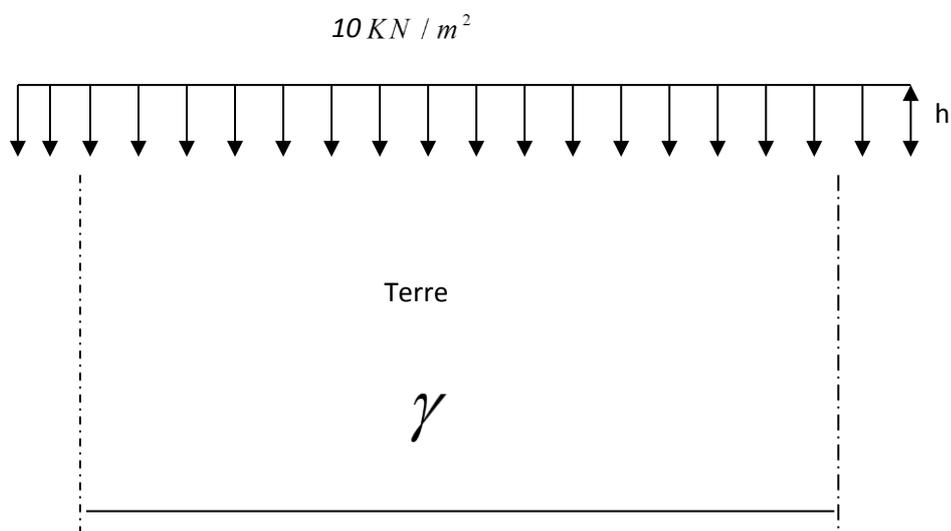


Fig.VI.11. Schéma statique

• **Évaluation des charges et surcharges :**

➤ **Poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 20 \times 3.68 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}\right) - 2 \times 0 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}\right) = 43.33 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ **Surcharges accidentelles :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 5.89 \text{KN} / \text{ml}$$

Ferraillage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis chargés uniformément.

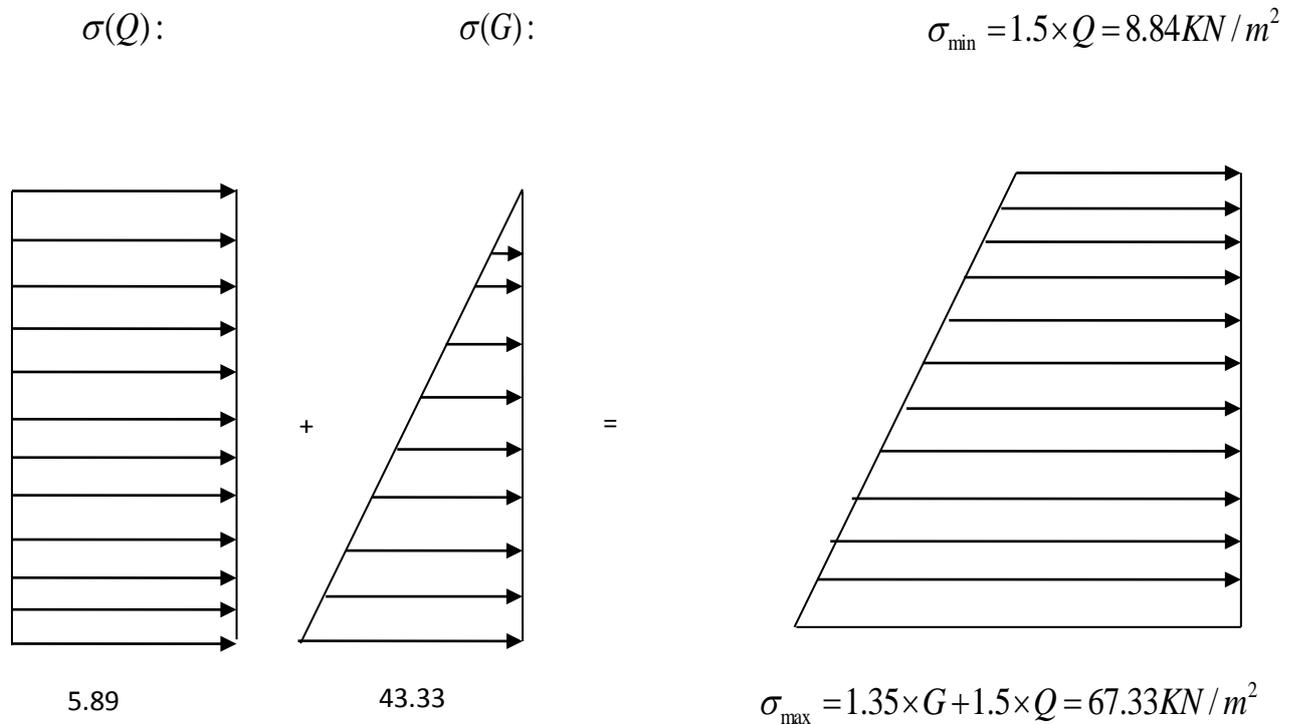


Fig.VI.12. Répartitions des contraintes sur le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{4.3} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

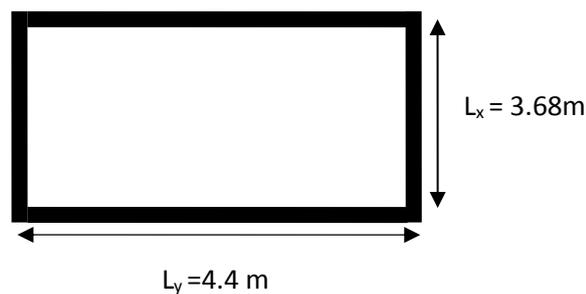


Fig.VI.13. Dalle sur quatre appuis

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 67.33 + 8.84}{4} = 52.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_U = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 52.71 \text{ KN/ml}$$

• Calcul à l'E.L.U

- Les moments isostatiques

$$\mu_x = 0.0517 \begin{cases} M_{0x} = 36.90KN.m \\ M_{0y} = 24.64KN.m \end{cases}$$

- Les moments corrigés

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 27.68KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 20.94KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.4M_{0x} = 14.76KN.m$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times e = (1 \times 0.20) m^2$

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

$$St \leq \min(2e ; 25cm)$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	0.087	0.113	0.143	4.85	2	5HA12=5.65	20
	y-y	0.066	0.085	0.145	3.63	2	5HA12=5.65	20
Appui		0.046	0.059	0.146	2.54	2	5HA10=3.93	20

Tab.VI.10. Ferrailage du voile périphérique

➤ Vérifications :

• Condition de non-fragilité :

$$\rho > 0.4 \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1.73cm^2 \\ e > 12cm \end{cases} \begin{cases} A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6cm^2 \end{cases}$$

$$A_{tx} > A_{min} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ty} > A_{min} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Effort tranchant :

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u^x = q_U \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 65.12 \text{ KN}$$

$$V_u^y = q_U \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 38.10 \text{ KN}$$

$\tau = 0.36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0.84 \Rightarrow E.L.S \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 49.22 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 49.22 + 5.89}{4} = 38.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 38.39 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\begin{matrix} M_{0x} = 30.47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 23.32 \text{ KN.m} \end{matrix} \begin{cases} M_{tx} = 22.85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 18.82 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 12.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

		M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	22.58	5.65	4.59	16275.61	6.37	Vérifiée	258.26	Non vérifiée
	y-y	18.82	5.65	4.59	16275.61	5.31	Vérifiée	215.25	Non vérifiée
Appui		12.19	3.93	3.93	12093.41	3.96	Vérifiée	197.62	vérifiée

Tab.VI.11. Vérification des contraintes

On remarque que la contrainte d'acier au niveau des travées n'est pas vérifiée. Donc on recalcule la section d'armatures à l'E.L.S

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		M (KN.m)	A _{adopté} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b$ MPa	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	22.58	5HA14=7.70	5.22	20768.77	6.37	Vérifiée	192.11	Vérifiée
	y-y	18.82	5HA14=7.70	5.22	20768.77	5.31	Vérifiée	160.12	Vérifiée
Appui		12.19	5HA10=3.93	3.93	12093.41	3.96	Vérifiée	197.62	Vérifiée

Tab.VI.11. Vérification des contraintes après re-ferraillage.

- Schema de ferraillage :

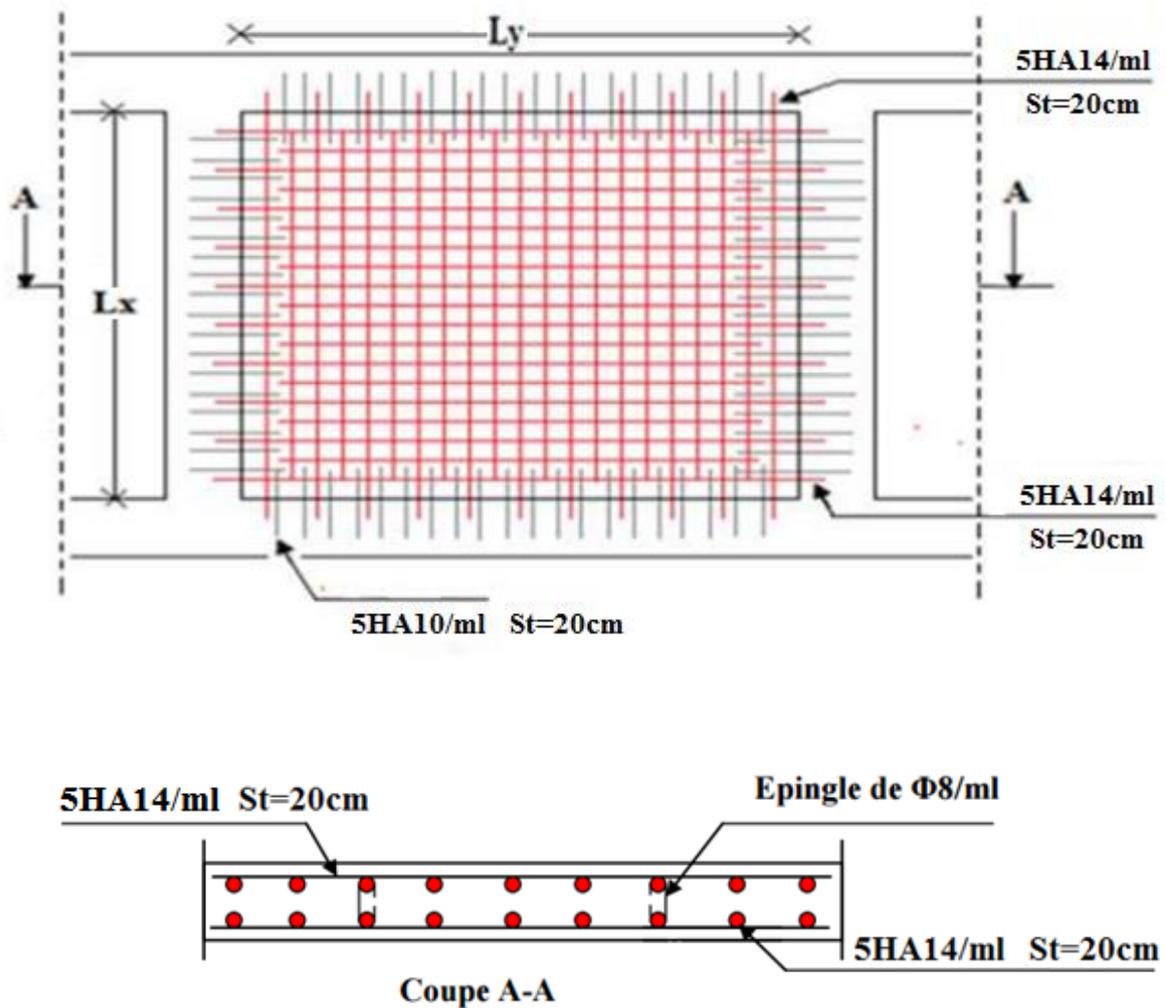


Fig.VI.14. Schéma de ferraillage des voile périphérique.

VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante.

Nous sommes donc passé à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme une dalle plaine sur quatre appuis.

Conclusion

Conclusion générale

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul **SAP 2000** et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographies :

- *DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations*, Edition CGS, Octobre 1988.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- *Règles BAEL 91* modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)*, Edition CGS, Décembre 1993.
- *Règles Parasismiques Algériennes*, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

Autres documents :

- Cours de béton armé 3^{ème} année de Mr. TAHAKOURT.
- Cours de béton armé Master 1 de M^{me} CHIKH AMER.
- Mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE 1

Rapport de sol

8- CONCLUSIONS

Le site destiné pour la construction des 30 logements RHP à Akbou est situé sur un versant naturel assez fortement incliné au lieu dit Tournant Ouchaalal, le terrain est terrassé. Trois essais pénétrométriques et deux puits de reconnaissance ont été réalisés et ils montrent que les sols sont constitués :

- Coté amont par une couverture argileuse de 1 m d'épaisseur et une formation de colluvions compactes : blocs, galets et graviers enveloppés dans une matrice argileuse
- Coté aval et coté thalweg par des remblais sur des épaisseurs variables entre 1 et 2.5m et la formation de colluvions compactes au delà.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site et les résultats pénétrométriques, nous vous recommandons :

- De terrasser le coté aval et coté Thalweg sur une profondeur de 2 m
- Des fondations superficielles qu'il y' a lieu d'ancrer à 1.5 m de profondeur dans la couche de colluvions compactes et de prendre une contrainte admissible, Qad = 2 bars.
- Assurer un bon drainage des eaux pluviales.
- Protéger les berges du Thalweg

Les caractéristiques géotechniques des sols sont :

γ : Densité	= 2 t/m ³
ϕ : Angle de frottement	= 15°
C : cohésion	= 0 bars

Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations.

L'INGENIEURE CHARGE D'ETUDE

A. AFIR



LE CHEF D'ANTENNE

رئيس الوكالة
ل. بوزكري

LE DIRECTEUR REGIONAL

المدير الجهوي بالنيابة
ي. شريف



ANNEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES RTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 3

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_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 4

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 5

Caractéristiques générales

Installation	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture générale à trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance min. entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage Libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction max en daN cuvette local des mach		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	25	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	□	□	52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	143	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	250	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	250	430	200	170 x 100	□	□	52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Lésion pour la Réadaptation des Handicapés
 autorisation d'emploi n° 0011. Ces appareils sont conçus et fabriqués en France conformément à la Norme NF P 91-201 et
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il a été possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre correspondant Schneider électrique.

Notations et unités

➤ Notation

▪ Majuscules Romaines

A(ou **A_s** ou **A_l**) : Aire d'une section d'acier (longitudinale).

A_t : Aire d'une section d'acier (transversale).

B : Aire d'une section en béton.

E_s : Module de Young d'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de « j » jours.

E_{vj} : Module de Young différé à l'âge de « j » jours.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS).

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

▪ Minuscules Romaines

a : Dimension (largeur).

b : Dimension (longueur).

b₀ : Largeur de l'âme d'une poutre

d(et **d'**) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, épaisseur.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour

h et **h₀** : Hauteurs.

h_t : Hauteur totale.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

l : Porté d'une poutre ou d'une dalle.

l₀ : Hauteur libre d'un poteau.

l_f : Longueur de flambement.

η : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

s_t : Espacement des armatures transversales.

u : Périmètre.
x : Abscisse.
y : Ordonnée.

▪ Minuscules grecs

α : Angle en radian.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ξ_{sc} : Déformation des armatures comprimées.
 ξ_{st} : Déformation des armatures tendues.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta).
 λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (nu).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
 σ : Contrainte normale (sigma).
 $\sigma_{bc\ max}$: Contrainte maximale du béton comprimé
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (tau).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 φ : Coefficient de fluage (phi).
 ϕ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 ϕ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

➤ Unités

Les unités utilisées sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

m, cm, mm : Longueur, dimension, portée.

cm² : Section en centimètre.

m² : Section en mètre.

KN(N, MN) : Charge ponctuelle.

KNm⁻¹(Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique.

KNm⁻²(Nm⁻², MNm⁻²) : Charge surfacique.

KNm⁻³(Nm⁻³, MNm⁻³) : Charge volumique.

KNm : Moment.

MPa(Pa, kPa) : Contrainte.

Une conversion bien utile :

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2}$$

*Plans
de la
structure*