

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9+sous-sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{lle}. DAHGANE Naouel
M^{lle}. FAID Ouardia

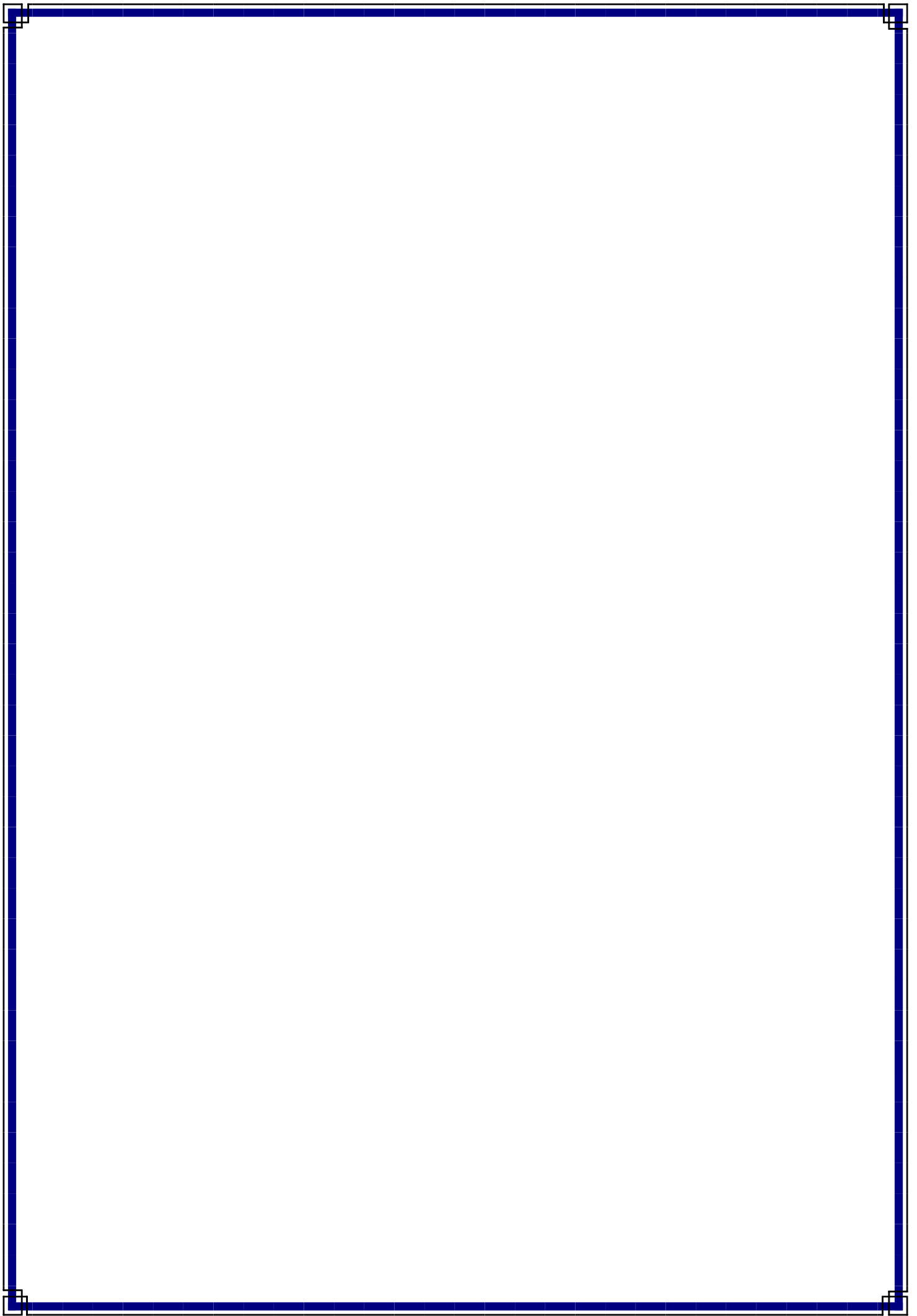
Encadreur :

M^{me}. K. GUENOUNOU

Membres de jury :

M^{me}. MANSOURI
M_r. IDIR

Promotion 2017-2018



Remerciements

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

Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nous remercions notre promotrice M^{me} K. GUENOUNOU pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

Nous remercions tous nos amis (es) sans exception et notre promotion de Génie Civil.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Figure I.1: Diagramme contrainte déformation du béton -----	6
Figure I.2: Diagramme contraintes déformations-----	8
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux-----	11
Figure II.2. Disposition des poutrelles RDC au 3 ^{ème} étage-----	12
Figure II.3. Disposition des poutrelles 4 ^{ème} étage -----	13
Figure II.4. Disposition des poutrelles 5 ^{ème} étage -----	13
Figure II.5. Disposition des poutrelles 6 ^{ème} étage -----	14
Figure II.6. Disposition des poutrelles 7 ^{ème} étage -----	14
Figure II.7. Disposition des poutrelles 8 ^{ème} étage -----	15
Figure II.8. Disposition des poutrelles 9 ^{ème} étage -----	15
Figure II.9. Coupe transversale d'une poutrelle-----	16
Figure II.10. Dalle pleine sur un appui -----	17
Figure II.11. Dalle pleine sur deux appuis -----	18
Figure II.12. Dalle pleine sur trois appuis-----	18
Figure II.13. Dalle pleine sur quatre appuis -----	18
Figure II.14 . Coupe transversale d'un voile -----	21
Figure II.15. Vue en plan d'escalier droit à deux volées-----	22
Figure II.16. Schéma d'escalier droit à deux volées-----	22
Figure II.17. Vue en plan d'escalier droit à une seule volée -----	24
Figure II.18. Schéma statique d'escalier à une seule volée -----	24
Figure II.19. Surface afférente de la terrasse inaccessible -----	29
Figure II.20. Surface afférente de l'étage 9 -----	30
Figure II.21. Surface afférente de l'étage 8 -----	31
Figure II.22. Surface afférente du RDC au 7 ^{ème} étage -----	32
Figure II.23. Surface afférente de la terrasse inaccessible-----	35
Figure II.24. Surface afférente de l'étage 9-----	36
Figure II.25. Surface afférente de l'étage 8-----	37
Figure II.26. Surface afférente de RDC au 7 ^{ème} étage-----	38
Figure III.1. diagrammes des moments en appuis pour une poutre à 2 travées -----	48
Figure III.2. diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées -----	48

Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées -----	49
Figure III.4 . Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées -----	49
Figure III.5. schéma statique de la poutrelle type I-----	51
Figure III.6. schéma statique de la poutrelle type 11-----	53
Figure III.7. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées -----	54
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées -----	55
Figure III.9. Schémas de ferraillages des poutrelles de RDC au 6 ^{ème} étage -----	68
Figure III.10. Schémas de ferraillages des poutrelles du 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage-----	68
Figure III.11. Schémas de ferraillages des poutrelles du 9 ^{ème} étage -----	69
Figure III.12. Schémas de ferraillages des poutrelles de la terrasse inaccessible -----	69
Figure III.13. Schéma de ferraillages de la dalle de compression-----	70
Figure III.14. Schéma statique de la dalle pleine sur un appui -----	70
Figure III.15. Schéma de ferraillage de la dalle porte à faux-----	72
Figure III.16. Dalle sur 2 appuis -----	73
Figure III.17. Schéma de ferraillage de la dalle sur deux appuis -----	76
Figure III.18. Dalle sur 2 appuis (balcon)-----	77
Figure III.19. Schéma de ferraillage de la dalle sur deux appuis (balcon) -----	80
Figure III.20. Dalle sur 3 appuis -----	80
Figure III.21: Section de la dalle pleine à ferrailler -----	81
Figure III.22. Schéma de ferraillage de la dalle sur trois appuis-----	83
Figure III.23. Dalle sur 3 appuis -----	83
Figure III.24: Section de la dalle pleine à ferrailler -----	84
Figure III.25. Schéma de ferraillage de balcon -----	86
Figure III.26. Dalle sur 4 appuis -----	87
Figure III.27. Schéma de ferraillage de la dalle sur 4 appuis -----	92
Figure III.28. Schéma de l'ascenseur -----	92
Figure III.29. Illustration de la surface d'impact -----	96
Figure III.30. Ferraillage de la dalle au-dessous -----	100
Figure III.31. Ferraillage de la dalle de machine -----	100
Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type I -----	101

Figure III.33. Premier tronçon-----	102
Figure III.34. Deuxième tronçon-----	102
Figure III.35. Schéma statique de l'escalier type II -----	105
Figure III.36. Shchéma statique de la poutre palière I -----	107
Figure III.37. Les moments de torsion sur la poutre palière I-----	109
Figure III.38. Ferraillage de la poutre palière I -----	111
Figure III.39. Schéma statique de la poutre palière II-----	111
Figure III.40. Les moments de torsion sur la poutre palière II-----	113
Figure III.41. schéma de ferraillage de la poutre palière II-----	115
Figure III.42. Schéma de ferraillage de la volée Escalier type I-----	115
Figure III.43. Schéma de ferraillage de la volée Escalier type II-----	116
Figure III.44. Modèle de calcul de l'acrotère -----	116
Figure III.45. Coupe transversale de l'acrotère -----	116
Figure III.46. Section de l'acrotère à ferrailler -----	118
Figure III.47. Schéma de ferraillage de l'acrotère. -----	120
Figure III.48. Schéma statique de la poutre de chainage -----	121
Figure III.49. Schéma de ferraillage de la poutre de chainage-----	123
Figure IV.1. Disposition des voiles -----	130
Figure IV.2. Vue en 3D-----	131
Figure IV.3. 1 ^{er} mode de vibration (translation selon l'axe Y)-----	132
Figure IV.4. 2 ^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe X)-----	133
Figure IV.5. 3 ^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)-----	133
Figure V.1. Section d'un poteau -----	158
Figure .V.2. Répartition des moments dans les zones nodales -----	160
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée-----	172
Figure VI.2. Semelle filante -----	173
Figure VI.3. Différentes charges agissant sur la semelle -----	175
Figure VI.4 .Dimension du radier -----	178
Figure VI.5 .Zone de contact poteau radier -----	180
Figure VI.6. Schéma de ferraillage de radier -----	185

Figure VI.7. Schéma de rupture des dalles de radier -----	186
Figure VI.8. Schémas des lignes de rupture sur la nervure (sens x-x et y-y)-----	187
Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x -----	188
Figure VI. 10. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y -----	188
Figure VI.11. Section à ferrailer -----	189
Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.-----	192
Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques -----	193
Figure VI.14. schéma de ferrailage de voile périphérique -----	197

Tableau II.1. Calcul des épaisseurs des dalles pleines -----	18
Tableau II.2. Hauteur et épaisseur des voiles -----	21
Tableau II.3. Charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible -----	25
Tableau II.4. Charges et surcharges revenants sur le plancher courant en corps creux -----	26
Tableau II.5. Charges et surcharges revenants sur le plancher à dalle pleine-----	26
Tableau II.6. Charges et surcharges revenants sur le balcon à dalle pleine-----	26
Tableau II.7. Charges et surcharges revenants aux murs extérieurs-----	26
Tableau II.8. Charges et surcharges revenants sur la volée en dalle pleine-----	27
Tableau II.9. Charges et surcharges revenant sur la volée de 2 ^{ème} type d'escalier -----	27
Tableau II.10. Charges et surcharges revenant sur le palier-----	27
Tableau II.11. Dimension des poteaux et leurs poids propre -----	28
Tableau II.12. Résultats de la descente de la charge d'exploitation -----	33
Tableau II.13. Résultats de la descente de charge poteau 1 -----	34
Tableau II.14. Résultats de la descente de la charge d'exploitation -----	39
Tableau II.15. Résultats de la descente de charge poteau 2 -----	39
Tableau II.16. Vérification des poteaux a la compression simple-----	41
Tableau II.17. Vérification des poteaux au flambement. -----	43
Tableau II.18. Sections de poteaux adoptées-----	44
Tableau III.1. Les différents types pour chaque étage -----	46
Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles -----	50
Tableau III.3. Méthode de calcul pour chaque type de poutrelle-----	50
Tableau III.4. La charge utilisée pour la méthode de Caquot minoré -----	51
Tableau III.5. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC au 2 ^{ème} niveau duplex -----	55
Tableau.III.6. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de toiture	56
Tableau.III.7. Les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles -----	56
Tableau III.8. Ferrailage des différents types poutrelles-----	64
Tableau.III.9. Vérification à l'ELU -----	65
Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS -----	65
Tableau.III.11. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique 4.50m -----	66

Tableau.III.12. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique de 4.9m -----	66
Tableau.III.13. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique de 3.95m -----	67
Tableau.III.14. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique plancher terrasse Inaccessible -----	67
Tableau.III.15. Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage ----	68
Tableau III.16. Vérification des contraintes -----	72
Tableau III.17. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens x -----	74
Tableau III.18. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens y -----	75
Tableau III.19. Vérification des contraintes (sens principale) -----	75
Tableau III.20. Vérification des contraintes (sens secondaire) -----	76
Tableau III.21. Vérification des contraintes (aux appuis) -----	76
Tableau III.22. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens x -----	78
Tableau III.23. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens y -----	78
Tableau III.24. Vérification des contraintes (sens principale) -----	79
Tableau III.25. Vérification des contraintes (sens secondaire) -----	79
Tableau III.26. Vérification des contraintes (aux appuis) -----	79
Tableau III.27. Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible -----	81
Tableau III.28. Vérification des états limite de compression du béton -----	82
Tableau III.29. Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible -----	84
Tableau III.30. Vérification des états limite de compression du béton -----	86
Tableau III.31. Vérification des contraintes (sens principal) -----	86
Tableau III.32. Vérification des contraintes (sens secondaire) -----	86
Tableau III.33. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis sens x -----	88
Tableau III.34. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis sens y -----	88
Tableau III.35. Vérification des contraintes (sens principale) -----	89
Tableau III.36. Vérification des contraintes (sens secondaire) -----	89
Tableau III.37. Re-vérification des contraintes de compression du béton -----	90
Tableau III.38. Vérification des contraintes (aux appuis) -----	90
Tableau III.39. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)-----	91
Tableau III.40. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)-----	91

Tableau III.41. Tableau de ferrailage de la dalle-----	94
Tableau III.42. Tableau de vérification des contraintes -----	95
Tableau III.43. Tableau de ferrailage de la dalle-----	98
Tableau III.44. Tableau de vérification des contraintes -----	100
Tableau III.45. Calcul de Ferrailage de l'escalier type I -----	103
Tableau III.46. Vérification de l'état limite de compression du béton. -----	104
Tableau III.47. Vérification de la flèche -----	104
Tableau III.48. Calcul de ferrailage de l'escalier type II -----	106
Tableau III.49. Vérification de l'état limite de compression du béton. -----	107
Tableau III.50. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S) -----	108
Tableau III.51. Vérification des contraintes à l'ELS -----	110
Tableau III.52. Résultats de ferrailage de la poutre palière II (en F.S) -----	112
Tableau III.53. Vérification des contraintes à l'ELS -----	114
Tableau III.54. Combinaisons d'action de l'acrotère.-----	117
Tableau III.55. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage-----	122
Tableau III.56. vérification de l'état limite de compression de béton -----	122
Tableau III.57. Vérification de la flèche -----	123
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q -----	127
Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses-----	132
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques -----	134
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration -----	134
Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales -----	135
Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales sens $x-x$ -----	136
Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales sens $y-y$ -----	136
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit -----	137
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs ($x-x$) -----	138
Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs ($y-y$) -----	139
Tableau IV.11. Vérification des effets $P-\Delta$ ($x-x$) -----	140
Tableau IV.12. Vérification des effets $P-\Delta$ ($y-y$) -----	141
Tableau IV.13. Les sections finales des poteaux-----	141

Tableau V.1. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003 -	145
Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales (30×40) -----	145
Tableau V.3. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) -----	146
Tableau V.4. Les sollicitations les plus défavorables poutres (30× 45) -----	146
Tableau V.5. Vérification des contraintes tangentielles P (30×40)-----	149
Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles P (30×45)-----	149
Tableau V.7. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement P (30×40) -----	149
Tableau V.8. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement P (30×45) -----	149
Tableau V.9. Vérification de l'état limite de compression du béton(PP)-----	150
Tableau V.10. Vérification de l'état limite de compression du béton(PS) -----	151
Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton PP-----	152
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton (PS)-----	152
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de déformation P (30×40)-----	152
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de déformation P (30×45)-----	153
Tableau V.15. Sollicitations dans les différents poteaux-----	155
Tableau V.16. Ferrailage longitudinal des poteaux -----	156
Tableau V.17. Ferrailage transversales des poteaux -----	157
Tableau V.18. Vérification au flambement des différents poteaux -----	158
Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton -----	159
Tableau V.20. Vérification des contraintes de cisaillement -----	160
Tableau V.21. Dimensions de la zone nodale -----	161
Tableau V.22. Moments résistants dans les poteaux-----	161
Tableau V.23. Moments résistants dans les poutres principales -----	162
Tableau V.24. Moments résistants dans les poutres secondaires -----	162
Tableau V.25. Vérification des zones nodales selon le sens principale-----	162
Tableau V.26. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire -----	163
Tableau V.27. Ferrailage de voile $V_{x1}=2.3m$ -----	167
Tableau V.28. Ferrailage de voile $V_{x2}=2.1m$ -----	168
Tableau V.29. Ferrailage de voile $V_{y1}=1.30m$ -----	168
Tableau V.30. Ferrailage de voiles $V_{y2}=1.40 m$ -----	169

Tableau V.31. Ferrailage de voile V_{y3} -----	169
Tableau V.32. Ferrailage de voile V_{y4} -----	170
Tableau VI.1. Ferrailage du radier -----	184
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier -----	184
Tableau VI.3. les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS-----	185
Tableau VI.4 .Sollicitations de la nervure dans le sens x-x-----	188
Tableau VI.5 .Sollicitations de la nervure dans le sens y-y-----	189
Tableau VI.6 .Sollicitations à l'ELS -----	189
Tableau VI.7. Résumé des résultats du ferrailage des nervures -----	190
Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes) -----	191
Tableau VI.9. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS -----	191
Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique -----	195
Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS -----	196
Tableau VI.12. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS -----	196

Introduction Général	1
-----------------------------	----------

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Implantation de l'ouvrage	2
I.4. Description architectural de l'ouvrage	2
I.5. Le système de contreventement	3
I.6. Données géotechnique de site	3
I.7. Description structurale	3
I.8. Caractéristiques mécanique des matériaux	4
I.8.1.1. Résistance du béton	4
I. 8.1.2. Module de déformation longitudinale du béton	5
I.8.1.3. Coefficient de poisson	6
I.8.1.4. Module d'élasticité transversale	6
I.8.1.5. Contraintes limite à l'ELU	7
I.8.1.6. Contrainte limite à l'ELS	7
I.8.2. Résistance et caractéristique de L'acier	7
I.8.2.1. Définition	7
I.8.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers	8
I.9. Les actions et sollicitations	9
I.9.1. Les Actions	9
I.9.1.1. Les actions permanentes (G)	9
I.9.1.2. Les actions variables	9
I.9.2. Les Sollicitations	10
I.10. Les règlements et les normes utilisés	10
I.11. Conclusion	10

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1.Introduction-----	11
II.2. pré dimensionnement des planchers -----	11
II.2.1.Planchers à corps creux -----	11
II.2.1.1 .Dispositions de poutrelles -----	12
II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles -----	16
II.2.2.plancher a dalle pleine -----	16
II.2.2.1. Types de dalles pleines -----	17
II.3. Pré dimensionnement des poutres -----	19
II.3.1. Poutres principales -----	19
II.3.2. Poutres secondaire-----	20
II.4. Pré dimensionnement des voiles -----	20
II.5. Pré dimensionnement des escaliers -----	21
II.6. Evaluation des charges et surcharges -----	25
II.7. Pré dimensionnement des poteaux -----	27
II.7.1 : pré dimensionnement de poteau (pot1) -----	29
II.7.1.1 : pré dimensionnement de poteau (pot2)-----	35
II.7.2.Vérification à faire -----	41
II.7.2.1.Vérification a la compression simple -----	41
II.7.2.2. Vérification au flambement (stabilité de forme) -----	41
II.7.3. Vérification des conditions du RPA -----	43
II.8.Conclusion-----	44

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1.Introduction-----	45
III.2. Etude des planchers -----	45
III.2.1. Planchers à corps creux -----	45
III.2.3. Méthode de calcul des poutrelles-----	45
III.2.4. Conditions d'application de La méthode forfaitaire -----	46

III.2.4.1. Principe de la méthode forfaitaire -----	47
III.2.4.2. Principe de La méthode de Caquot -----	47
III.2.5. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles -----	49
III.2.6. Calcul des sollicitations-----	50
III.2.6. 1.Exemple d'application de la méthode de Caquot minoré-----	51
III.2.6.2.Exemple d'application de la méthode de Forfaitaire -----	51
III.2.1.2. Schémas de ferrailage des poutrelles -----	53
III.2.2. Etude de la dalle de compression-----	68
III.3. Etudes des dalles pleines -----	69
III.3.1. Dalle sur un seul appui-----	70
III.3.2. Dalle sur deux appuis -----	70
III.3.3. Dalle sur 03 appuis -----	73
III.3.4.dalle pleine sur quatre appuis-----	80
III.4 Etude de l'ascenseur-----	87
III.4.1 Définition -----	92
III.4.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur -----	93
III.4.3.Dalle de salle machine-----	96
III.4.4. Schéma de ferrailage -----	100
III.5. Etude des escaliers-----	101
III.5.1. Escalier à deux volées-----	105
III.5.2 Etude de l'escalier type 2-----	107
III.6.Etude de la poutre palière -----	107
III.6.1.Poutre palière de l'escalier type I -----	111
III.6.2.Etude de la poutre palière de l'escalier type II -----	115
III.6.3.Schéma de ferrailage des volées-----	116
III.7.Etude de l'acrotère-----	116
III.8. Poutre de chainage -----	121
III.9. Conclusion -----	124

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction-----	125
IV.2. Objectifs et Exigences -----	125
IV.3. Méthodes de calcul -----	125
IV.3.1. Méthode statique équivalente-----	125
IV.3.1.1. Calcul de l'effort sismique V statique -----	126
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale -----	129
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique -----	130
IV.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses -----	131
IV.4.2. Analyse du comportement de la structure -----	132
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques -----	134
IV.4.4. Justification de l'interaction voile-portique -----	134
IV.4.4.1. Sous charges verticales -----	135
IV.4.4.2. Sous charges horizontales -----	135
IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit -----	137
IV.4.6. Vérification des déplacements-----	138
IV.4.7. Vérification de l'effet P-Delta -----	139
IV.5.Conclusion -----	141

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres -----	142
V.1.1. Introduction -----	142
V.1.2. Recommandations du RPA99/2003 -----	142
V.1.2.1. Coffrage -----	142
V.1.2.2. Ferrailage : -----	143
V.1.3. Calcul du ferrailage -----	144
V.1.3.1.Armatures transversales-----	147
V.1.3.2.Vérification des sections d'armatures transversales minimales -----	147
V.1.4.Vérifications à l'ELU-----	148

V.1.5.Vérification à l'ELS -----	149
V.2. Etude des poteaux -----	153
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 -----	153
V.2.1.2. Ferrailage -----	154
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux -----	155
V.2.3. Ferrailage -----	156
V.2.4. Vérifications-----	157
V.2.4.1. Vérification au flambement -----	157
V.2.4.2. Vérification des contraintes -----	158
V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentielles -----	159
V.2.4.4. Vérification des zones nodales -----	160
V.3. Étude des voiles : -----	163
V.3.1. Introduction -----	163
V.3.2. Recommandations du RPA -----	163
V.3.3. Ferrailage -----	165
V.4. Conclusion -----	170

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction -----	171
VI.2. Choix du type des fondations -----	171
VI.3. Étude des fondations -----	171
VI.3.1.Vérification des semelles isolées -----	171
VI.3.2.Vérification des semelles filantes -----	172
VI.3.2.1. Étude des semelles filantes sous poteaux -----	173
VI .3.3. Radier général nervuré -----	178
VI .3.3.1 Pré dimensionnement -----	178
VI .3.3.2 Les vérifications -----	180
VI .3.3.3 Ferrailage du radier général -----	182
VI .3.4. Ferrailage des nervures -----	185
VI .3.4.1 Calcul des sollicitations -----	187

VI .3.4.2. Ferrailage -----	189
VI .4 Voile périphérique -----	193
VI .4.1 Introduction -----	193
VI .4.2 Dimensionnement des voiles périphériques -----	193
VI .4.3 Caractéristiques du sol -----	193
VI .4.4 Evaluation des charges et surcharges -----	193
VI .4.5 Ferrailage du voile -----	193
VI.5 Conclusion-----	197
Conclusion Général	

Symbole et Notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Symbole et Notation

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

fe : Limite d'élasticité.

Symbole et Notation

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des arts et techniques de constructions civiles. les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes, les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et économiques de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude technique d'un bâtiment (comportant un rez-de-chaussée, neuf étages à usage d'habitation et un sous-sol (R+9+Sous-sol)). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

L'objectif de cette étude est de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant Notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ❖ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et Géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
- ❖ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la Structure.
- ❖ Le troisième chapitre consiste on l'étude des éléments non porteurs.
- ❖ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment En utilisant le logiciel **Etabs 2016**.
- ❖ Dans Le cinquième chapitre, le ferraillage des éléments structuraux est détaillé.
- ❖ Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques.
- ❖ Notre travail est synthétisé par une conclusion générale.



CHAPITRE I

Généralités

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA 93, RPA99 version 2003, BAEL, DTR) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9+sous-sol), à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne. Sa hauteur totale est inférieure à 48 m, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/2003(article 3.2), dans le groupe d'usage 2.

I.3. Implantation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est en cour de réalisation au lieu-dit **TALA OURIANE** à la commune, Daïra et wilaya de **Bejaia**, qui est classé d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (RPA99/2003 annexes1) en zone IIa.

I.4. Description architectural de l'ouvrage :

- **Dimension en plan**

La structure a pour dimension maximale :

$$L_x=20.55m \quad ; \quad L_y=16.05m$$

- **Dimensions en élévation**

L'ouvrage a comme caractéristique

- Hauteur total du bâtiment : 32.22m.

- Hauteur de RDC..... : 4.68m
- Hauteur de sous-sol..... : 3.06m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m

I.5. Le système de contreventement

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison on a choisi, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a)

I.6. Données géotechnique de site :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire de contrôle, bâtiments, travaux publics, étude de sol, analyse matériaux ferreux et non ferreux SNC BOUNIA, on a les résultats suivants :

- Une contrainte admissible de 2 bars obtenus à une profondeur 1m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (site ferme) selon sa nature géotechnique.
- Le sol ne présente aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

I.7. Description structurale :

Les structures sont constitués de différents éléments (les planchers, l'acrotère, les escaliers, les façades, les balcons, ...).

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède trois types d'escalier (escalier à deux volées, à une seule volée et escalier en bois au niveau des duplex).

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.8. Caractéristiques mécanique des matériaux

✓ Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture. Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

I.8.1.1. Résistance du béton

✓ Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 . Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \quad (\text{Art A. 2. 1, 11 CBA93})$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances **$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances **$f_{c28} > 40\text{MPa}$**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à **25MPa**

➤ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.60 + 0.06 f_{cj} \rightarrow \text{si } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \rightarrow \text{si } f_{cj} > 60\text{MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

I. 8.1.2. Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané **E_{ij}**
- Module de Young différé **E_{vj}**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$. Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{\theta j} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 10818,86 \text{ MPA} \quad (\text{Art A. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164,2 \text{ MPA} \quad (\text{Art A. 2.1.2.2 CBA93})$$

➤ **Loi de comportement du béton :**

En compression pure le diagramme est constitué pour la partie parabolique ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰

En compression avec flexion ou induite par de la flexion le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole-rectangle".

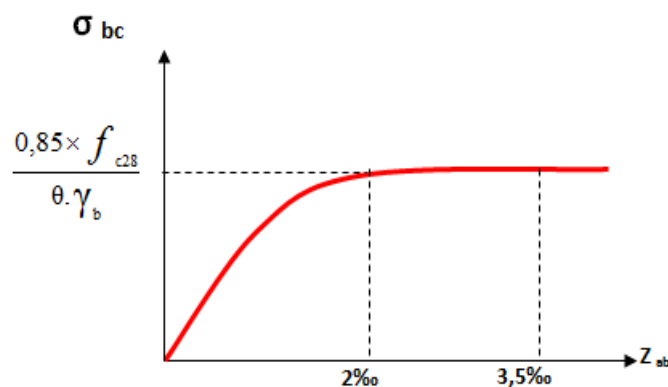


Figure I.1: Diagramme contrainte déformation du béton

I.8.1.3. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.8.1.4. Module d'élasticité transversale

Il est donné par :

$$G = \frac{E}{2(V+1)}$$

$G = 0,4E \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0,5E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

I.8.1.5. Contraintes limite à l'ELU :

La contrainte en compression est donnée par :

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

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\Theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'aventures défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable et transitoire(S.D.T)

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle (S.A)

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q=1$) en revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application

I.8.1.6. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.8.2. Résistance et caractéristique de L'acier :**I.8.2.1. Définition:**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.8.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

✓ ELU :

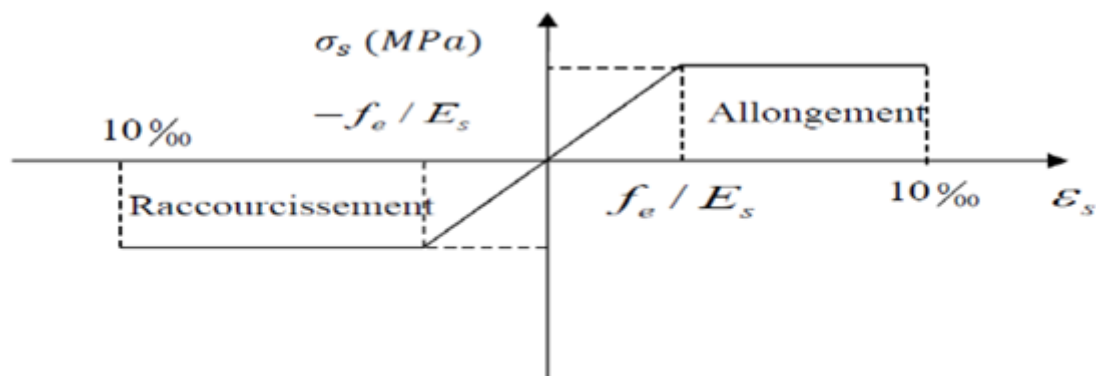
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Pour} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_{s \times E_s}} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_s \rightarrow \text{allongement relatif}$$

Pour le cas de ce projet : $\delta_s = \begin{cases} 1.15 \dots \text{pour le cas courant.} \\ 1 \dots \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \text{pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

**Figure I.2:**Diagramme contraintes déformations

➤ ELS :

Nous avons pour cet état :

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

Avec :

- n : Coefficient de fissuration.
- $n = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $n = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.9. Les actions et sollicitations :

I.9.1. Les Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges accidentelles.

I.9.1.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.

I.9.1.2. Les actions variables :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

I.9.2. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

I.10. Les règlements et les normes utilisés :

- CBA 93 - Les différents DTR
- RPA 99 version 2003 - BAEL91 /99

I.11. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et de la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des

Différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du BAEL 91 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être Augmentés après vérifications dans la phase de ferrailage.

II.2. pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément secondaire, qui sépare deux niveaux successives, son rôle est de résister aux charges et surcharges auxquelles il est soumis, et de les transmettre aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles), ainsi que l'assurance de l'isolation phonique et thermique, étanchéité

Dans notre bâtiment on utilise deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux**
- **Plancher à dalle pleine**

II.2.1. Planchers à corps creux

Dans le dimensionnement de ce type de plancher, on va déterminer la hauteur du corps creux

(h_{cc}) et l'épaisseur de la dalle de compression (h_{dc}), tel que la hauteur totale $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

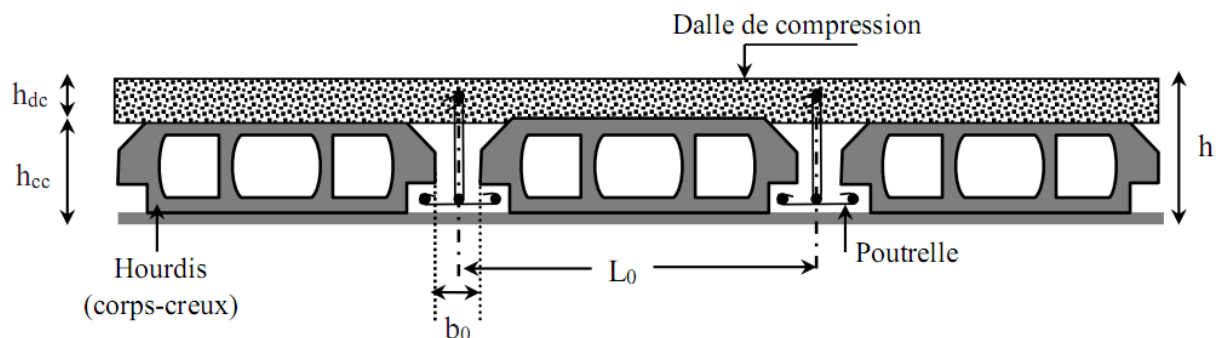


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- b_0 : la largeur de la nervure généralement prise entre 8 et 14 cm.
- L_0 : la distance entre axe des poutrelles.

La hauteur du plancher est déterminée à partir/

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

Suite à la disposition, on a $L_{max}=4.50 - 0.3=4.2m$

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{25} \rightarrow h_t \geq 18.67cm$$

Alors on opte pour un plancher $[16+4]$, $\begin{cases} h_{corps creux} = 16cm \\ h_{dalle de compression} = 4cm \\ h_{total} = 20cm \end{cases}$

Remarque :

Création de deux poteaux dans la 3^{ème} file selon x et dans la 3^{ème} et 4^{ème} selon Y (voir **Figure II.2**)

II.2.1.1 .Dispositions de poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites portées, si on a les mêmes portées alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité).

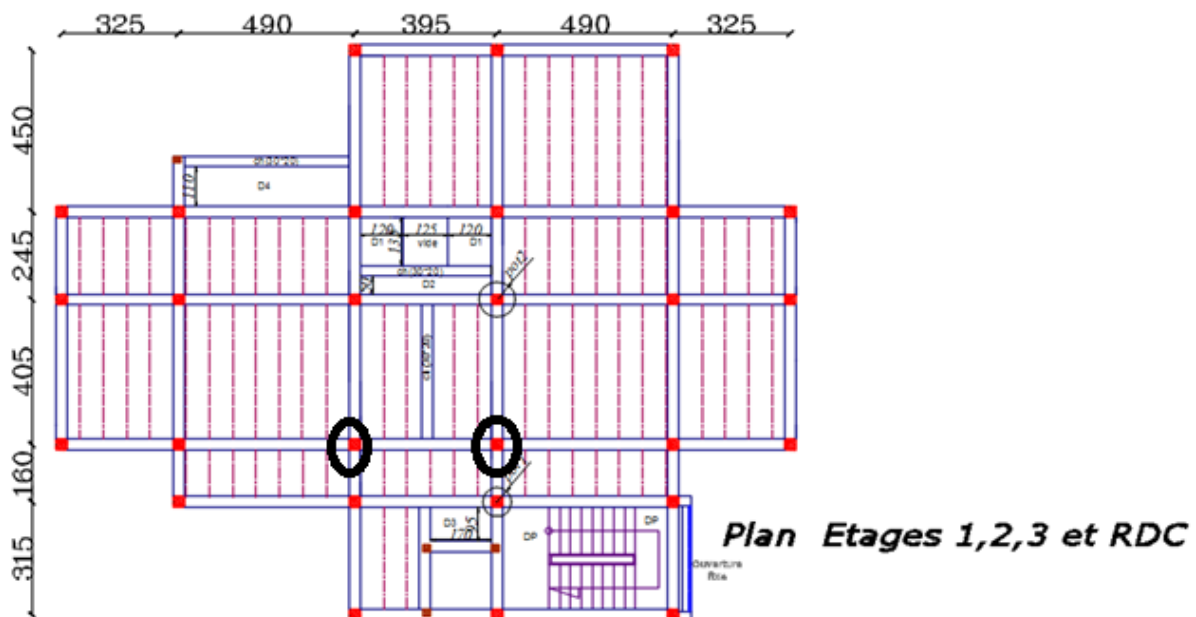
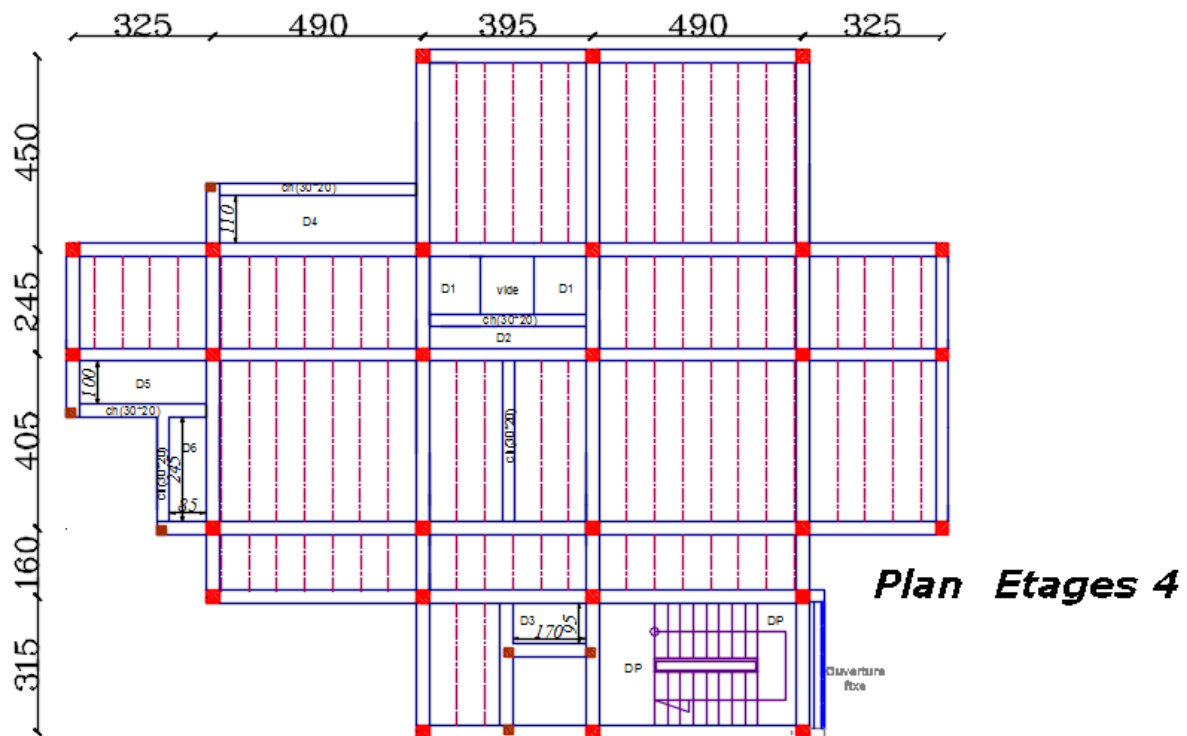
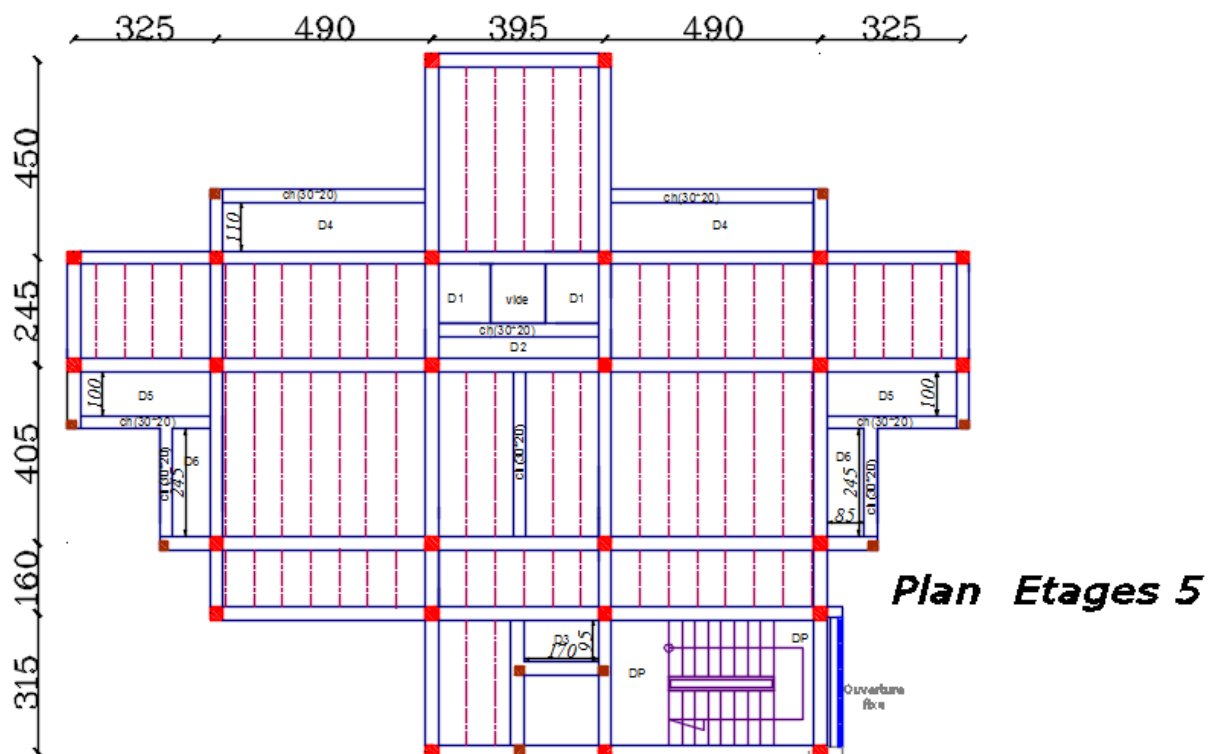
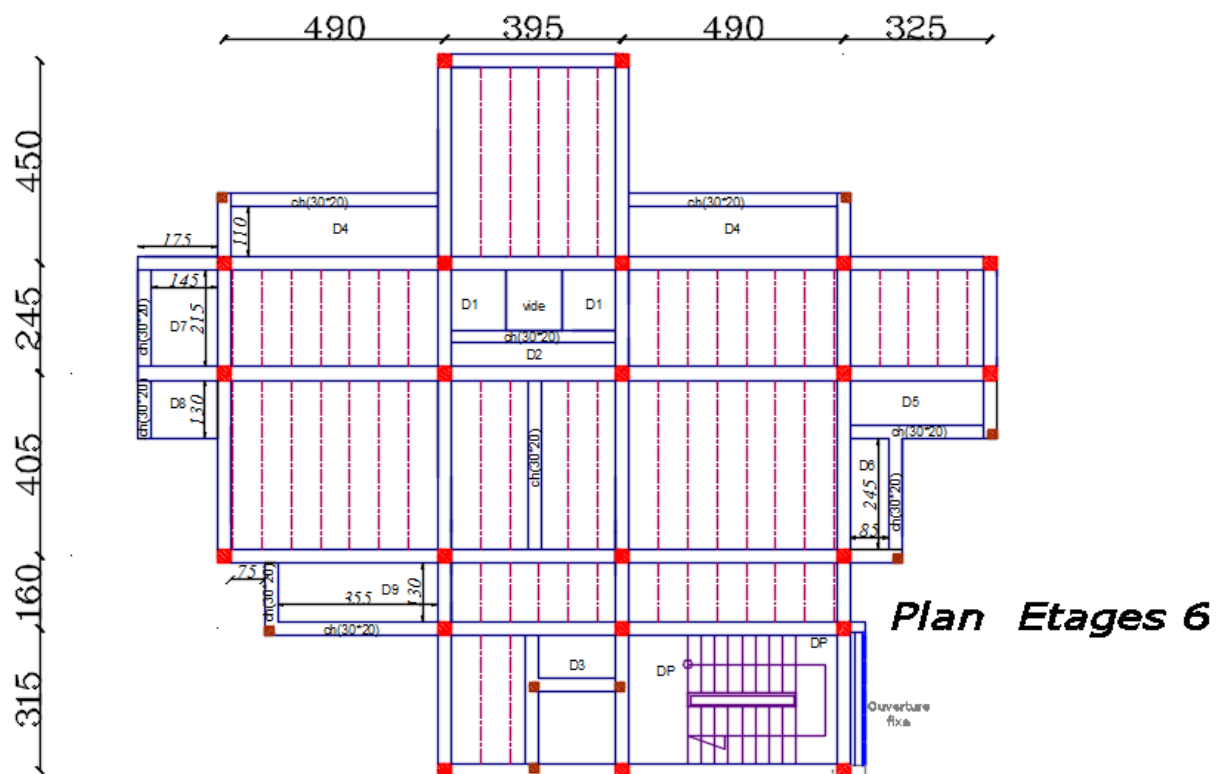
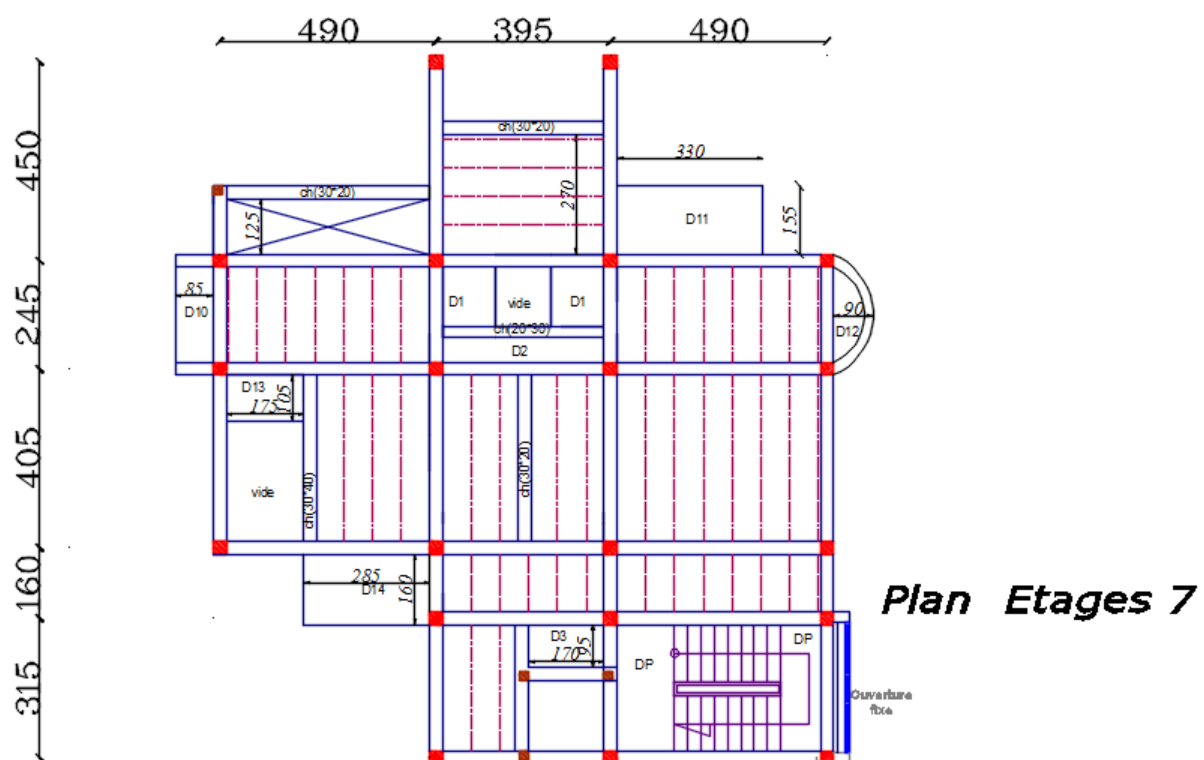
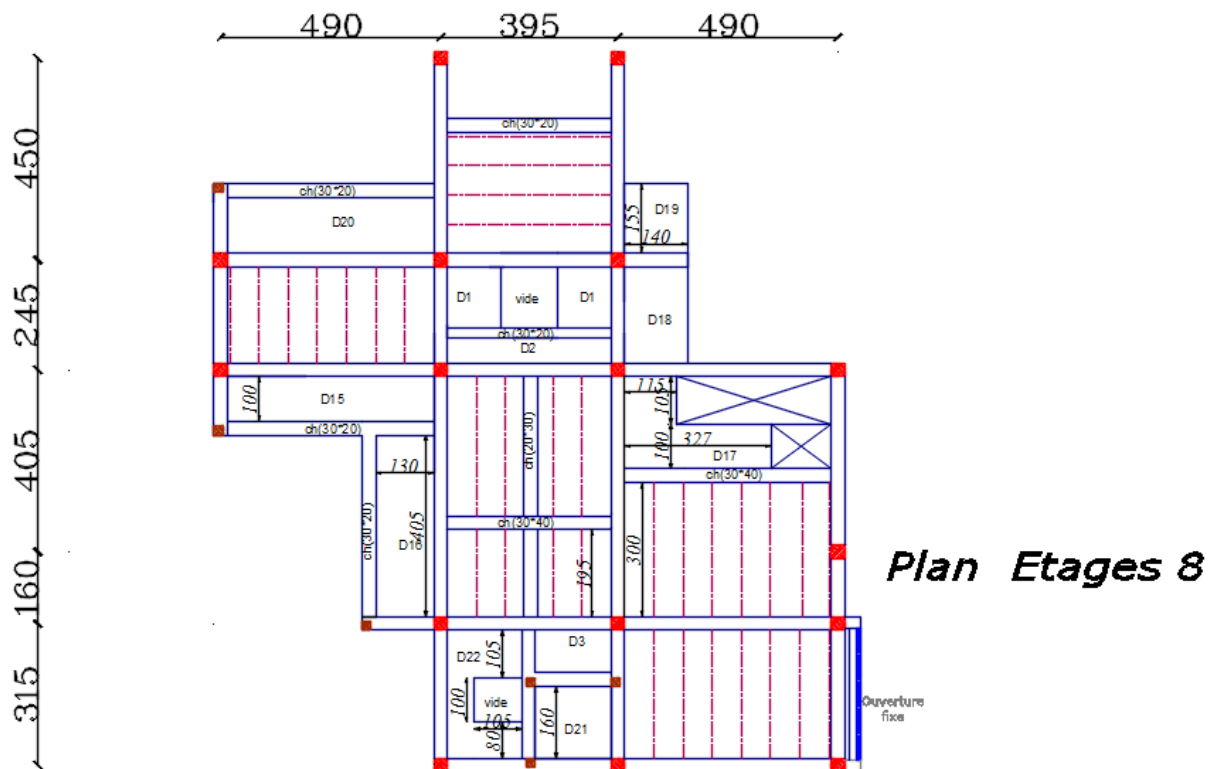
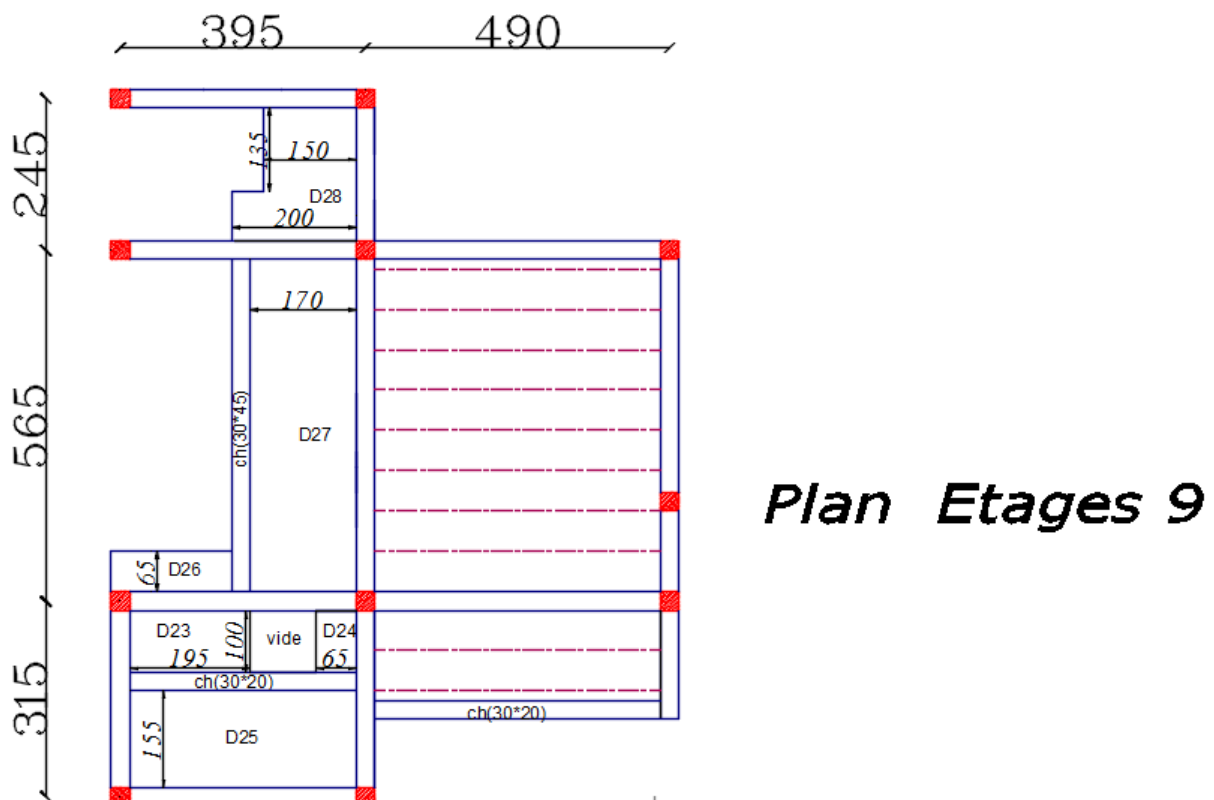


Figure II.2.Disposition des poutrelles RDC au 3^{ème} étage.

Figure II.3. Disposition des poutrelles 4^{ème} étageFigure II.4. Disposition des poutrelles 5^{ème} étage

Figure II.5. Disposition des poutrelles 6^{ème} étageFigure II.6. Disposition des poutrelles 7^{ème} étage

Figure II.7. Disposition des poutrelles 8^{ème} étageFigure II.8. Disposition des poutrelles 9^{ème} étage

II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T, selon le (**CBA9 3. art4.1.3**), on détermine la largeur de la table de compression à partir de la formule suivante.

- **b** : la largeur de table de la compression
- **b₀** : la largeur de la nervure généralement prise entre 8 et 14 cm.
- **L_x** : distance entre nus de deux poutrelles
- **L_y** : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

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

✓ $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h_t$. Avec : $h_t = 20\text{cm}$; $b_0 = (9.6 \text{ à } 19.2) \Rightarrow \mathbf{b_0=12 \text{ cm.}}$

✓ $L_x = 65 - 12 = 53\text{cm}$

✓ $L_y = 1.60 - 30 = 1.30\text{cm}$,

Ce qui nous donne $b \leq 65\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b = 65\text{cm.}}$

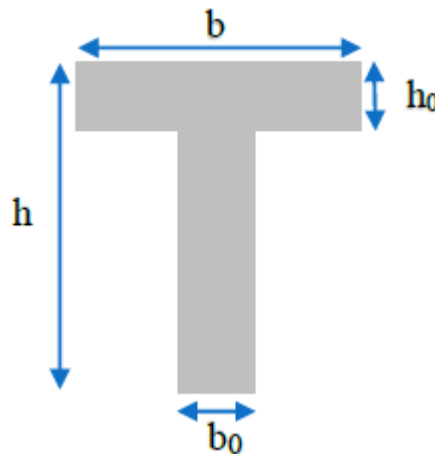


Figure II.9.Coupe transversale d'une poutrelle

II.2.2.plancher a dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est constitué d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres orthogonales. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

a. Résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14$ cm pour trois heures de coupe-feu

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion :

$e \geq \frac{Lx}{20}$, pour les dalles reposant sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$, pour les dalles avec $\rho \leq 0.4$.

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$, pour les dalles avec $\rho > 0.4$.

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

II.2.2.1. Types de dalles pleines :

✓ Dalle reposant sur un seul appui :

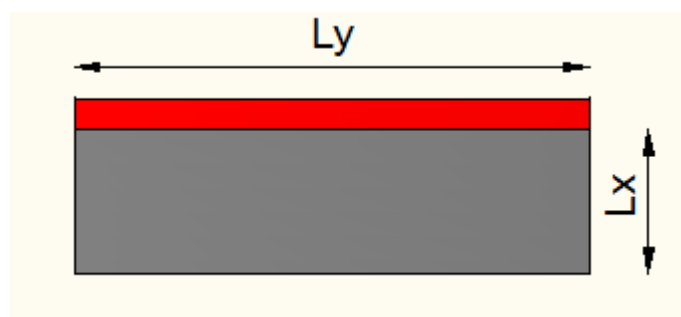


Figure II.10.Dalle pleine sur un appui.

✓ Dalle reposant sur deux appuis :

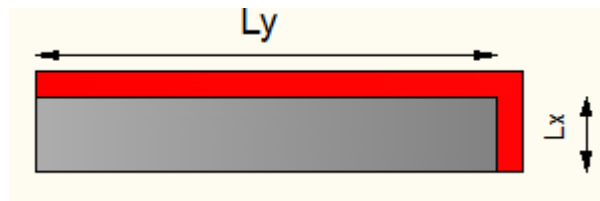


Figure II.11. Dalle pleine sur deux appuis.

✓ Dalle reposant sur 3 appuis :

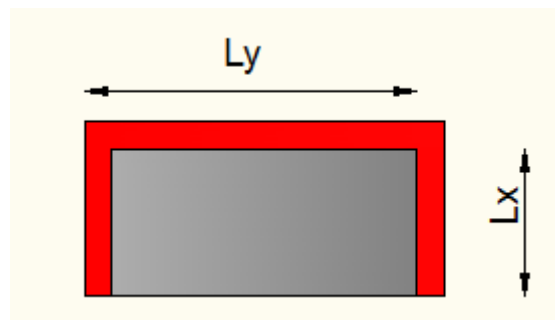


Figure II.12. Dalle pleine sur trois appuis.

✓ Dalle reposant sur quatre appuis :

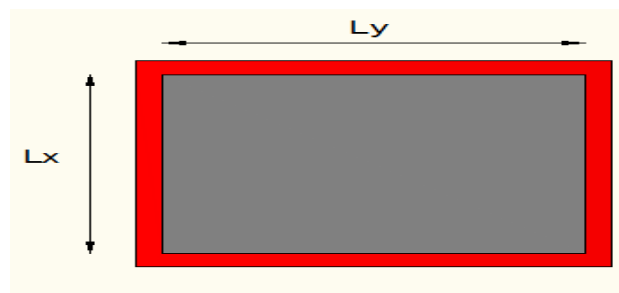


Figure II.13. Dalle pleine sur quatre appuis.

L'épaisseur de chaque dalle pleine est illustre dans le tableau suivant.

Tableau II.1. Calcul des épaisseurs des dalles pleines

Dalle	Types de dalles	L_x (m)	L_y (m)	ρ	e_{cal} (cm)
D0	4 appuis	4,2	4,6	0,91	10
D1	2appuis	1.20	1.35	0.88	3
D2	3appuis	0.50	3.65	0.14	1.8
D3	2appuis	0.95	1.7	0.56	2.2
D4	3 appuis	1.1	4.60	0.24	3.5
D5	3appuis	1	2.95	0.39	3.5
D6	2 appuis	0.85	2.45	0.35	3

D7	3 appuis	1.45	2.15	0.67	3.5
D8	2 appuis	1.30	1.45	0.90	3.2
D9	2 appuis	1.35	3.55	0.38	4.5
D10	3 appuis	0.85	2.15	0.39	2.5
D11	2 appuis	1.55	3.30	0.47	3.5
D12	Un appui	0.90	2.15	/	4.5
D13	2 appuis	1.05	1.75	0.60	2.5
D14	2 appuis	1.60	2.85	0.56	4
D15	3 appuis	1	4.60	0.22	3
D16	2 appuis	1.30	4.05	0.32	4
D17	3 appuis	2.05	3.27	0.63	5
D18	3 appuis	1.40	2.15	0.65	3.5
D19	2 appuis	1.40	1.55	0.9	3.5
D 20	3 appuis	1.55	4.60	0.34	5
D21	4 appuis	1.6	1.70	0.94	4
D22	3 appuis	1.95	2.85	0.68	4
D23	2 appuis	1	1.95	0.51	2.5
D24	2 appuis	0.65	1	0.65	2
D25	3 appuis	1.55	3.65	0.42	3.5
D26	1 appui	0.65	1.95	0.33	2
D27	3 appuis	1.70	5.35	0.32	5.50
D28	3 appuis	2	2.15	0.93	5

On constate que c'est le critère de coupe-feu qui donne une épaisseur importante

Alors on opte pour une épaisseur **e=14cm**.

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement consiste à déterminer la hauteur et la largeur des poutres tout en respectant les règles de **RPA**, en utilisant la formule suivante :

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

Selon le **BAEL91**

II.3.1. Poutres principales

$$L_{max} = 4.90 - 0.3 = 4.60 \text{ m}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

On prend **h=40cm** et **b=30cm**

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

➤ **Vérification des exigences de PPA :**

$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$vérifié

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$vérifié

$h/b = 1,33 \leq 4$ vérifié

II.3.2. Poutres secondaire

$$L_{\max} = 4.50 - 0.3 = 4.20\text{m}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

On prend $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Vérification des exigences de RPA

$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$vérifié

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$vérifié

$h/b = 1,33 \leq 4$ vérifié

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement revient à déterminer son épaisseur d'après les conditions de **RPA2003/99**

- $e \geq 15\text{ cm}$ (1)
- $e \geq h_e/20$ (2)
- $L \geq 4 e$ (3)

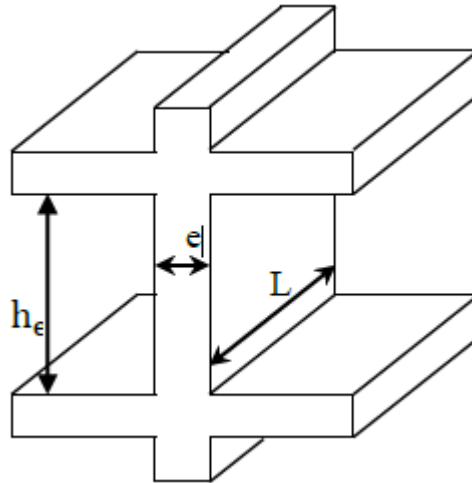


Figure II.14 .Coupe transversale d'un voile.

h_e → hauteur libre d'étage tel que : h_e = hauteur d'étage - hauteur de la poutre.

- On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II.2.Hauteur et épaisseur des voiles

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e/20$ (cm)
Sous-sol	$3.06 - 0.4 = 2.86$	$e \geq 13.3$
RDC	$4.68 - 0.4 = 4.48$	$e \geq 21.4$
1 ^{er} étage au 2 ^{ème} niveau duplex	$3.06 - 0.4 = 2.86$	$e \geq 13.3$

Au final on prend :

$$e = \begin{cases} 25 \text{ cm} & \text{au niveau de sous-sol et RDC.} \\ 20 \text{ cm} & \text{pour le reste des étages.} \end{cases}$$

II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément architectural constitué d'une succession régulière de marches qui permet de déplacer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment il existe trois types d'escalier :

Escalier type I

- **Escalier droit à deux volées (de RDC eu 8 étage) : escalier droit à deux volées**

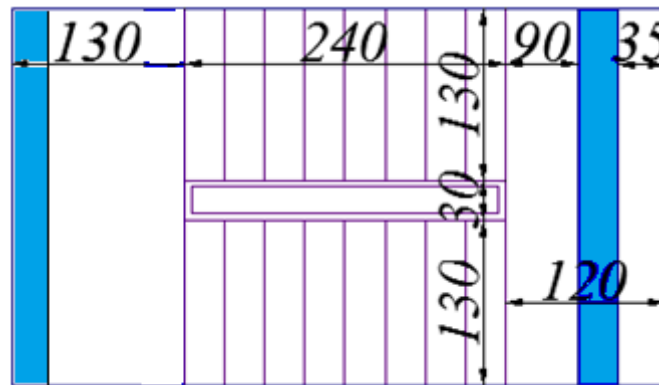


Figure II.15. Vue en plan d'escalier droit à deux volées.

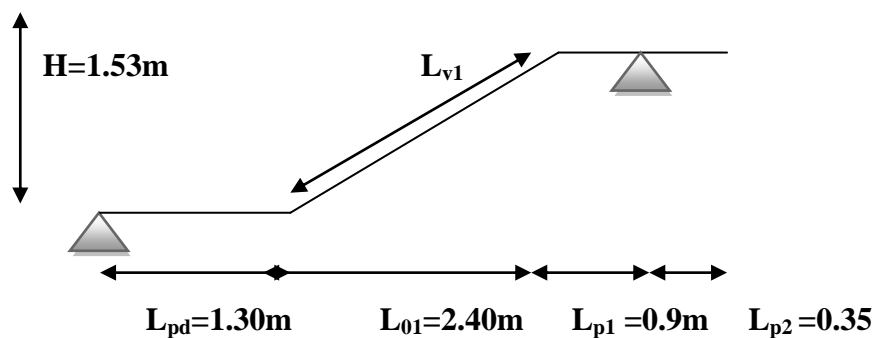


Figure II.16. Schéma d'escalier droit à deux volées.

H1 : la hauteur de palier de repos.

L_{01} : longueur projeté de la première volée.

L_{pd} : longueur de palier de départ.

L_{pr} : longueur de palier repos.

L_{v1} : longueur de la première volée.

• **La hauteur (h) et la largeur (g) de la marche :**

-la hauteur de la contre marche (h) se situe entre 14 et 18 cm.

-le giron (g) pris entre 25 et 32 cm.

Pour respecter le critère de confort d'un escalier, il est recommandé d'utiliser la loi de BLONDEL.

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

Pour déterminer le (g) et le (h) il faut résoudre l'équation suivante :

$$64 n^2 - (64 + 2H_1 + L_{01}) n + 2H_1 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542, n=9$$

Le nombre de contre marches $n = 9$

Le nombre de contre marche $n-1=8$

La hauteur de la contre marche $h = \frac{H_1}{n}$

$$h = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

Le giron est de :

$$g = \frac{L_{01}}{n} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

$60 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ la loi de BLONDEL est vérifiée.

➤ **Angle de raccordement α :**

• $\alpha_1 = \tan^{-1} (H_1/L_{01}) = \tan^{-1} (153/240) = 32.52^\circ$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$L = 1.30 + (2.4^2 + 1.53^2)^{1/2} + 0.9 = 5.05 \text{ m}$$

$$\frac{505}{30} \leq e \leq \frac{505}{20} \Rightarrow 15.83 \leq e \leq 23.27$$

Donc : **e=16cm**

Escaliers type II

➤ Escaliers d'accès au bloc

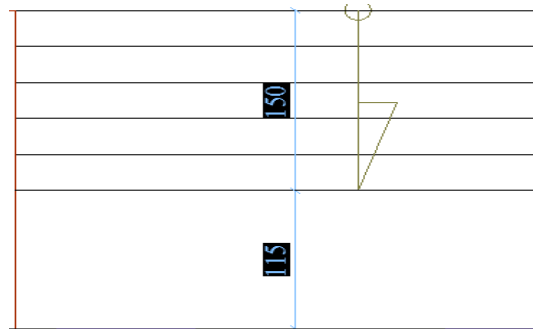


Figure II.17. Vue en plan d'escalier droit à une seule volée

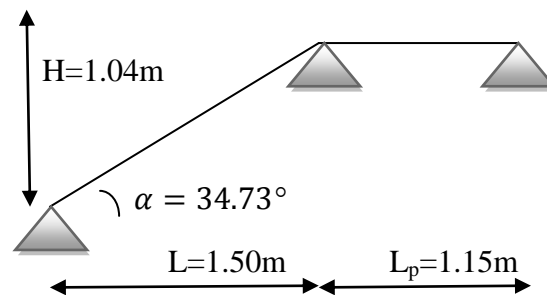


Figure II.18. Schéma statique d'escalier à une seule volée

- $H=1.04\text{m}$
- $L=1.50\text{m}$
- $\alpha = 34.73^\circ$

$L_v \leftrightarrow$ longueur de la volée

$$L_v = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.04}{\sin 34.73} = 1.82 \text{ m}$$

Détermination de giron (g) et de la hauteur (h)

Résolution de la loi de BLONDEL

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H$$

$$64n^2 - 422n + 208 = 0$$

Après résolution, on trouve : $n=6.01$

On opte pour un nombre de contre marche : $n=6$

Ce qui donne le nombre de marches égale à 5

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{104}{6} = 17.3 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend } h=18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L_0 = (2.4^2 + 1.04^2)^{1/2} + 1.15 = 3.76 \text{ m}$$

$$\frac{376}{30} \leq e \leq \frac{376}{20} \Rightarrow 12.53 \leq e \leq 18.8$$

On opte pour un **e=14cm**.

Escaliers type III

- **Escalier baloncé au niveau des duplexe.**

Remarque : ce type d'escalier sera réalisé en bois (respect de l'aspect architecturale)

II.6. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.3. Charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection gravions	4	12	0,48
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	7	22	1.54
Corps creux	16+4	/	2.85
Dalle pleine	14	25	3.5
Isolation thermique	4	0.04	0.08
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
			$G_{CC}=5.47$
			$G_{dp}= 6.12$
			$Q=1$

Tableau II.4. Charges et surcharges revenants sur le plancher courant en corps creux

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Corps creux	16+4	/	2.85
Cloison	10	9	0.9
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			G=5.06
			Q=1.5

Tableau II.5. Charges et surcharges revenants sur le plancher à dalle pleine

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	14	25	3.5
Cloisons	10	9	0.9
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			G=5.71
			Q=1.5

Tableau II.6. Charges et surcharges revenants sur le balcon à dalle pleine

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			G= 4.81
			Q=3.5

Tableau II.7. Charges et surcharges revenants aux murs extérieurs

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
Briques creuses	15	/	1,3
Briques creuses	10	/	0,9
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
			G=2.74

Tableau II.8. Charges et surcharges revenants sur la volée en dalle pleine

couche		Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
carrelage	Horizontale	2	20	0,4
	vertical	2×h/g	20	0,23
Dalle pleine		16/cosα	25	4.74
Mortier de pose		2	20	0.4
Enduit de ciment		0.02/cosα	18	0.43
Poids des marches		h/2	20	1.7
Garde de corps		/	/	0.6
				G _v =8.55
				Q=2.5

Tableau II.9. Charges et surcharges revenant sur la volée de 2^{ème} type d'escalier

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	14/cosα	25	4.25
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de ciment	0.02/cosα	18	0.43
Poids des marches	h/2	20	1.8
			G=6.88
			Q=2.5

Tableau II.10. Charges et surcharges revenant sur le palier

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	16	25	3.75
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
			G=5.18
			Q=2.5

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance
- Critère de stabilité de forme (flambement)
- Conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier c'est celui qui recevra un effort de compression max.

Dans notre bâtiment on a deux poteaux qui sont susceptibles d'être les plus sollicités.

✓ Pot1 (poteau de la cage d'escalier).

✓ Pot2

On prend des poteaux de section ($30 \times 30 \text{ cm}^2$) pour le calcul des surfaces afférentes. Pour le calcul des poids des poteaux on prend des dimensions proposées ci-après :

Tableau II.11. Dimension des poteaux et leurs poids propre

Niveau	Dimension (b×h) cm^2	Poids propre G (KN)
Sous-sol	60×55	25,24
RDC	60×55	38.61
Etage 1	55×55	23.14
Etage 2	55×55	23.14
Etage 3	55×50	21.04
Etage 4	50×50	19.12
Etage 5	50×45	17.21
Etage 6	45×45	15.49
Etage 7	45×40	13.77
Etage 8	40×40	12.24
Etage 9	40×35	10.71

Avec $G = b \times h \times h_e \times \gamma_b$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 3.06 \text{ pour le sous-sol et les autres étages} \\ h_e = 4.68 \text{ pour le RDC} \\ \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3 \end{array} \right.$$

II.7.1 : pré dimensionnement de poteau (pot1).

✓ Surfaces afférentes:

➤ Terrasse inaccessible :

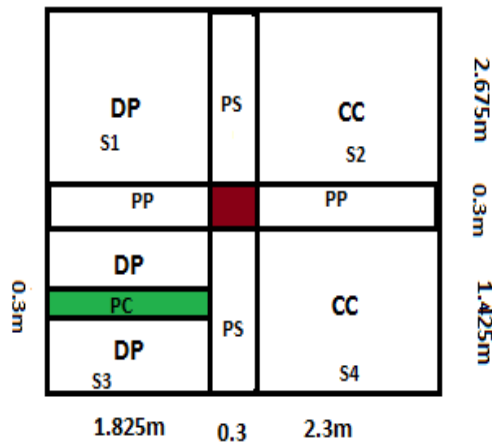


Figure II.19.Surface afférente de la terrasse inaccessible.

$$S_1=4.88\text{m}^2 ; S_2=6.15\text{m}^2$$

$$S_3=2.05\text{m}^2 ; S_4=3.28\text{m}^2$$

Poutres principales:

$$L_{PP}=4.125\text{m}$$

$$G_{PP}=4.125 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.37 \text{ KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{PS}=4.1\text{m}$$

$$G_{PS}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3 \text{ KN}$$

Plancher à Corps creux

$$G=5.47 \times 6.93 = 37.90 \text{ KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G=6.12 \times 9.43 = 57.71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = G_{dp} + G_{cc} = 37.90 + 57.71 = 95.61 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 16.36 = 16.36 \text{ KN}$$

➤ Etage 9 :

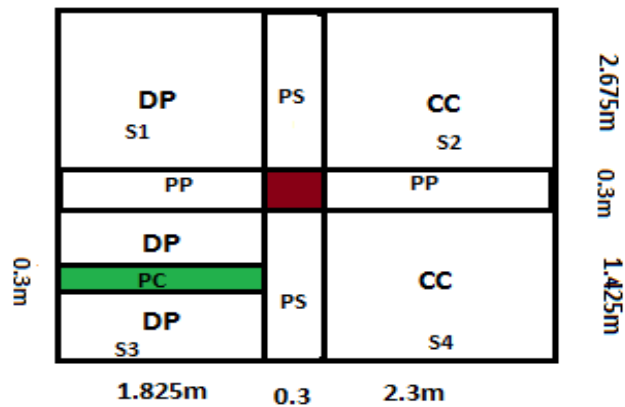


Figure II.20. Surface afférente de l'étage 9.

$$S_1=4.88\text{m}^2 ; S_2=6.15\text{m}^2$$

$$S_3=2.05\text{m}^2; S_4=3.28\text{m}^2$$

Poutres principales:

$$L_{PP}=4.125\text{m}$$

$$G_{PP}=4.125 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.37\text{KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{PS}=4.1\text{m}$$

$$G_{PP}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3\text{KN}$$

Plancher à Corps creux

$$G=5.06 \times 6.93 = 35.06\text{KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G=5.71 \times 9.43 = 53.84 \text{ KN}$$

$$G_T=G_{dp}+G_{cc}=53.84+35.06=88.9\text{KN}$$

$$Q=1.5 \times 16.36 = 24.54 \text{ KN}$$

➤ Etage 8

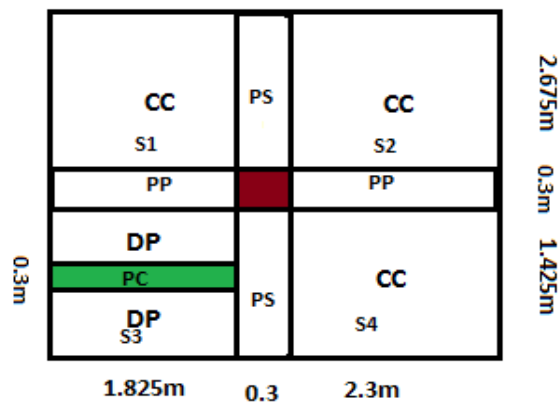


Figure II.21. Surface afférente de l'étage 8.

$$S_1=4.88\text{m}^2 ; S_2=6.15\text{m}^2$$

$$S_3=2.05\text{m}^2; S_4=3.28\text{m}^2$$

Poutres principales:

$$L_{PP}=4.125 \text{ m}$$

$$G_{PP}=4.125 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.37 \text{ KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{PS}=4.1 \text{ m}$$

$$G_{PP}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3 \text{ KN}$$

Plancher corps creux

$$G_{cc}=5.06 \times 14.31 = 72.40 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=14.31 \times 1.5 = 21.46 \text{ KN}$$

Plancher dalle pleine :

$$G_{DP}=5.71 \times 2.05 = 11.70 \text{ KN}$$

$$Q_{DP}=1.5 \times 2.05 = 3.075 \text{ KN}$$

➤ RDC aux 7^{ème} étage

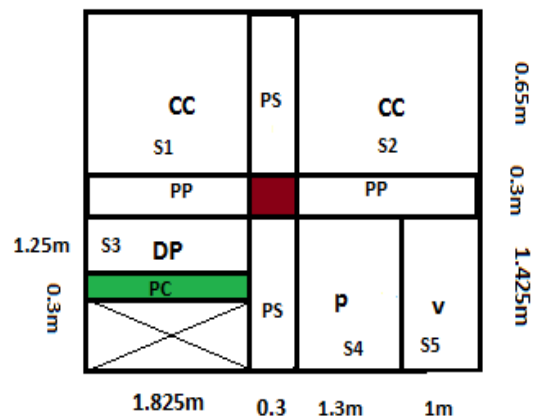


Figure II.22.Surface afférente du RDC au 7^{ème} étage.

$$S_1=1.19\text{m}^2 \ ; S_2=1.49\text{m}^2$$

$$S_3=2.01\text{m}^2 \ ; S_4=3.28\text{m}^2$$

Poutres principales

$$L_{pp}=4.125\text{m}$$

$$G_{pp}=4.125 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.37 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$L_{ps}=2.075 \text{ m}$$

$$G_{ps}=2.075 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 6.22 \text{ KN}$$

Poutre de chaînage

$$G_{pc}=0.30 \times 0.4 \times 1.825 \times 25 = 5.47 \text{ KN}$$

Plancher corps creux

$$G_{cc}=5.06 \times 2.68 = 13.56 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=2.68 \times 1.5 = 4.02 \text{ KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G=5.71 \times 2.01 = 11.48 \text{ KN}$$

$$Q=1.5 \times 2.01 = 3.01 \text{ KN}$$

Palier

$$G_{\text{palier}} = 5.18 \times 1.85 = 9.58 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}} = 1.85 \times 2.5 = 4.62 \text{ KN}$$

La volée

$$G_v = 8.55 \times 1.425 = 12.18 \text{ KN}$$

$$Q_v = 1.425 \times 2.5 = 3.56 \text{ KN}$$

Pour le calcul de la charge d'exploitation revenante sur le poteau, on utilise la loi de dégression donnée par le **DTR**, qui est défini comme suit :

Sous la toiture : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieures ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12. Résultats de la descente de la charge d'exploitation

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN)
Sous la terrasse inaccessible	Q_0	16.36
Sous le 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	40.9
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	62.99
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	73.84
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	83.22
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	91.12
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	97.54
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	103.71
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	111.45
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	118.61
Sous le RDC	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	125.17

Tableau II.13.Résultats de la descente de charge poteau 1

niveau	Elément	Le poids G (KN)	La charge Q(KN)
Sous la terrasse inaccessible	plancher	95.61	16.36
	PP+PS+PC	30.14	
	poteau	10.71	
Somme		136.46	16.36
Sous 9^{ème} étage	Venant de 9	136.46	40.90
	Plancher	88.9	
	PP+PS+PC	30.14	
	poteau	12.24	
Somme		267.74	40.90
Sous le 8^{ème} étage	Venant de 8	267.74	62.99
	plancher	84.10	
	PP+PS+PC	30.14	
	poteau	13.77	
Somme		395.75	62.99
Sous le 7^{ème} étage	Venant de 7	395.75	73.84
	plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	15.49	
Somme		483.91	73.84
Sous le 6^{ème} étage	Venant de 6	483.91	83.22
	plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	17.21	
Somme		573.79	83.22
Sous le 5^{ème} étage	Venant de 5	573.79	91.12
	plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	19.12	
Somme		665.58	91.12
Sous le 4^{ème} étage	Venant de 4	665.58	97.54
	Plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	21.04	
Somme		759.29	97.54
Sous le 3^{ème} étage	Venant de 3	759.29	103.71
	plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	23.14	
Somme		855.10	103.71
Sous le 2^{ème} étage	Venant de 2	855.10	111.45
	plancher	48.01	
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	23.14	

Somme		950.91	111.45
Sous le 1^{ème} étage	Venant de 1	950.91	
	plancher	48.01	118.61
	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	23.14	
Somme		1046.72	118.61
	Venant de RDC	1046.72	125.17
	plancher	48.01	
Sous le RDC	PP+PS+PC	24.66	
	poteau	38.61	
Somme		1158	125.17

II.7.1.1 : pré dimensionnement de poteau (pot2).

✓ Surfaces afférentes :

➤ Terrasse inaccessible

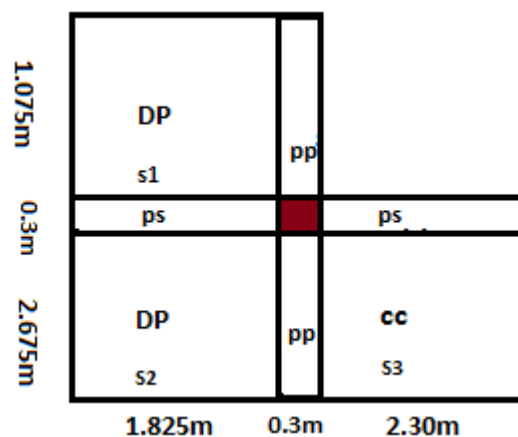


Figure II.23. Surface afférente de la terrasse inaccessible.

$$S1=1.96m^2 \quad ; \quad S2= 4.88m^2 \quad ; \quad S3=6.15m^2$$

Poutres principales:

$$L_{PP}=3.75m$$

$$G_{PP}=3.75 \times 25 \times 0.45 \times 0.3 = 12.66KN$$

Poutres secondaire:

$$L_{PS}=4.125m$$

$$G_{PP}=4.125 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.37KN$$

Plancher à Corps creux

$$G=5.47 \times 6.15 = 33.64 KN$$

Plancher à dalle pleine

$$G=6.12 \times 6.84=41.86 \text{ KN}$$

$$G_T=G_{dp}+G_{cc}=33.64+41.86=75.5 \text{ KN}$$

$$Q=1 \times 12.99=12.99 \text{ KN}$$

➤ Etage 9

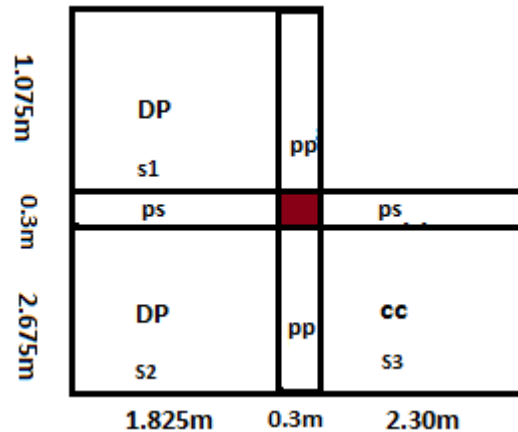


Figure II.24. Surface afférente de l'étage 9.

$$S1=1.96\text{m}^2 \quad ; \quad S2= 4.88\text{m}^2 \quad ; \quad S3=6.15\text{m}^2$$

Poutres principales:

$$L_{pp}=3.75\text{m}$$

$$G_{pp}=3.75 \times 25 \times 0.45 \times 0.3=12.66\text{KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{ps}=4.125\text{m}$$

$$G_{ps}=4.125 \times 25 \times 0.4 \times 0.3=12.37\text{KN}$$

Plancher à Corps creux

$$G=5.06 \times 6.15=31.12\text{KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G=5.71 \times 6.84=39.06\text{KN}$$

$$G_T=G_{dp}+G_{cc}=31.12+39.06=70.18\text{KN}$$

$$Q=1.5 \times 12.99=19.48\text{KN}$$

➤ Etage 8

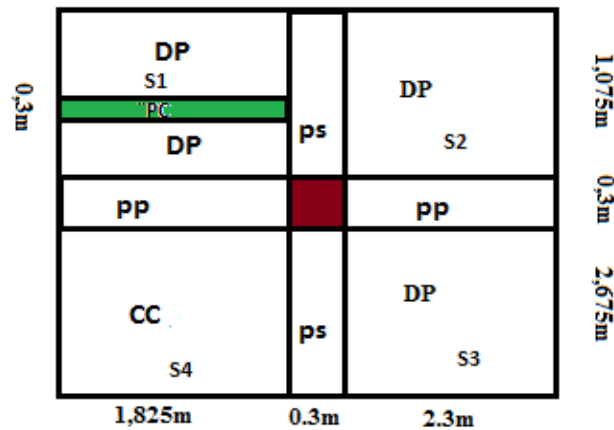


Figure II.25. Surface afférente de l'étage 8.

$$S_1 = 1.60 \text{ m}^2 ; S_2 = 2.47 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 6.15 \text{ m}^2 ; S_4 = 4.88 \text{ m}^2$$

Poutres principales

$$L_{pp} = 4.125 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 4.125 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.37 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$L_{ps} = 3.75 \text{ m}$$

$$G_{ps} = 3.75 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

Poutre de chaînage

$$G_{pc} = 0.30 \times 0.2 \times 1.825 \times 25 = 2.74 \text{ KN}$$

Plancher corps creux

$$G_{cc} = 5.06 \times 4.88 = 24.69 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 4.88 \times 1.5 = 7.32 \text{ KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G = 5.71 \times 10.22 = 53.36 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 10.22 = 15.33 \text{ KN}$$

➤ RDC au 7^{ème} étage :

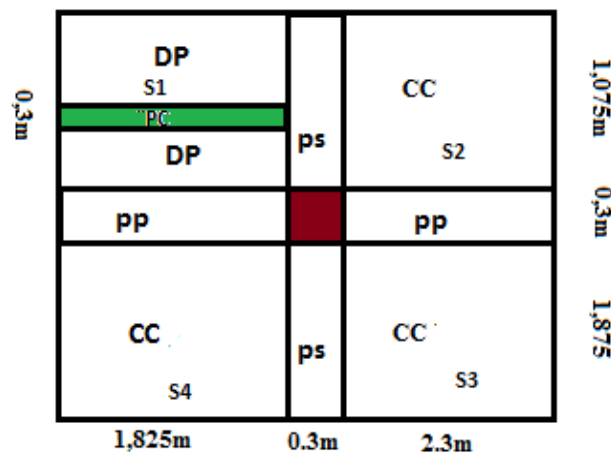


Figure II.26.Surface afférente de RDC au 7^{ème} étage.

$$S_1=1.60m^2 ; S_2=2.47m^2$$

$$S_3=4.31m^2 ; S_4=3.42m^2$$

Poutres principales

$$L_{pp}=4.125m$$

$$G_{pp}=4.125 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.37 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires

$$L_{ps}=2.95m$$

$$G_{ps}=2.95 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 8.85 \text{ KN}$$

Poutre de chaînage

$$G_{pc}=0.30 \times 0.2 \times 1.825 \times 25 = 2.74 \text{ KN}$$

Plancher corps creux

$$G_{cc}=5.06 \times 10.20 = 51.61 \text{ KN}$$

$$Q_{cc}=10.20 \times 1.5 = 15.30 \text{ KN}$$

Plancher à dalle pleine

$$G=5.71 \times 1.60 = 9.14 \text{ KN}$$

$$Q=1.5 \times 1.60 = 2.4 \text{ KN}$$

Tableau II.14.Résultats de la descente de la charge d'exploitation

Niveau	Dégression	Q cumulée (KN)
Sous la terrasse inaccessible	Q_0	12.99
Sous le 9 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	32.47
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	53.01
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	66.83
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	78.89
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	89.17
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	97.69
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	105.74
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	115.34
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	124.23
Sous le RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	132.41

Tableau II.15.Résultats de la descente de charge poteau 2

niveau	Elément	Le poids G(KN)	La charge Q(KN)
Sous la terrasse inaccessible	plancher	75.50	12.99
	PP+PS	25.03	
	poteau	10.71	
Somme		111.24	12.99
Sous 9 ^{ème} étage	Venant de 9	111.24	32.47
	Plancher	70.18	
	PP+PS	25.03	
	poteau	12.24	
Somme		218.69	32.47
Sous le 8 ^{ème} étage	Venant de 8	218.69	53.01
	plancher	78.05	
	PP+PS+PC	26.36	
	poteau	13.77	
Somme		336.87	53.01
Sous le 7 ^{ème} étage	Venant de 7	336.87	66.83
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	15.49	
Somme		437.07	66.83
Sous le 6 ^{ème} étage	Venant de 6	437.07	78.89
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	17.21	
Somme		538.99	78.89
Sous le 5 ^{ème} étage	Venant de 5	538.99	89.17
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	19.12	
Somme		642.82	89.17

Sous le 4 ^{ème} étage	Venant de4	642.82	97.69
	Plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	21.04	
Somme		748.57	97.69
Sous le 3 ^{ème} étage	Venant de3	748.57	105.74
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	23.14	
Somme		856.42	105.74
Sous le 2 ^{ème} étage	Venant de2	856.42	115.34
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	23.14	
Somme		964.27	115.34
Sous le 1 ^{ème} étage	Venant de 1	964.27	124.23
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	38.61	
Somme		1087.59	124.23
Sous le RDC	Venant de RDC	1087.59	132.41
	plancher	60.75	
	PP+PS+PC	23.96	
	poteau	25.24	
Somme		1197.54	132.41

On a :

$$Nu (\text{poteau1})=1,35G+1,5Q=1751.05 \text{ KN}$$

$$Nu (\text{poteau2})=1,35G+1,5Q=1815.29 \text{ KN}$$

On remarque que le poteau qui recevra un effort de compression max est le poteau2.

L'effort normal a la base :

Notre poteau appartient à un portique qui contient plus de deux travées alors l'effort a la base sera majoré par 10%. **CBA (artB.8.1.1)**

$$Nu^* = 1,1 \times Nu = 1,1 \times 1815.29 = 1996.82 \text{ KN}$$

II.7.2.Vérification à faire**II.7.2.1.Vérification a la compression simple :****Exemple de calcul :****Calcul a l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1996,82 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,14 \text{ m}^2$$

$B_{choisit} = 0,55 \times 0,6 = 0,33 \text{ m}^2 \geq B = 0,26 \text{ m}^2$ alors la condition est vérifiée.

On vérifie le poteau le plus sollicité de chaque niveau avec la même manière que l'exemple précédent, les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.16.Vérification des poteaux a la compression simple

Etage	Nu^* (KN)	$B_{choisit}(\text{m}^2)$	$B (\text{m}^2)$	Condition ($B_{choisit} \geq B$)
9	186.62	0.14	0.013	Vérifie
8	378.33	0.16	0.027	Vérifie
7	587.72	0.18	0.041	Vérifie
6	754.51	0.2025	0.053	Vérifie
5	930.57	0.225	0.065	Vérifie
4	1101.72	0.25	0.077	Vérifie
3	1272.81	0.275	0.089	Vérifie
2	1446.25	0.30	0.10	Vérifie
1	1623.74	0.30	0.11	Vérifie
RDC	1820.05	0.33	0.13	Vérifie
Sous-sol	1996.82	0.33	0.14	Vérifie

II.7.2.2. Vérification au flambement (stabilité de forme) :

Le CBA93 (art B.8.8.1) exige de faire la vérification suivante :

$$Nu^* \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Br : section réduite de poteau \longrightarrow $Br = (b-2)(h-2)$ pour un poteau rectangulaire.

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

A_s : section d'armature. ($A_s=1\%$ Br)

$F_e=400$ MPA

$f_{c28}=25$ MPA.

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui dépend de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

➤ Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

➤ Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

➤ l_f : longueur de flambement

➤ $l_f = 0.7 l_0$

➤ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

➤ D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Exemple de calcul :

Poteau de sous-sol :

$L_f=0,7L_0=0,7(3,06-0,4)=1,862m$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec } I = (hb^3)/12$$

$$B = b.h$$

$$i = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0,159m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,862}{0,159} = 11,71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{11,71}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$Br \geq \frac{1996,82 \times 10^{-3}}{0,83 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,11 \text{ m}^2$$

$$Br_{\text{choisit}} = (55-2) \times (60-2) = 3074 \text{ cm}^2 = 0,3074 \text{ m}^2$$

On remarque $Br_{\text{choisit}} > Br$

Tableau II.17. Vérification des poteaux au flambement.

Etage	Nu* (KN)	i (m)	λ	α	$Br_{\text{choisit}} (\text{m}^2)$	Br. (m^2)	Condition ($Br_{\text{choisit}} > Br$)
9	186.62	0,101	18.43	0,80	0,1254	0,011	Vérifie
8	378.33	0,115	16,19	0,80	0,1444	0,021	Vérifie
7	587.72	0,115	16.19	0,80	0,1634	0,033	Vérifie
6	754.51	0,129	14.43	0,82	0,1849	0,042	Vérifie
5	930.57	0,129	14.43	0,82	0,2064	0,051	Vérifie
4	1101.72	0,144	12.93	0,83	0,2304	0,060	Vérifie
3	1272.81	0,144	12.93	0,83	0,2544	0,070	Vérifie
2	1446.25	0,159	11.71	0,83	0,28.09	0,079	Vérifie
1	1623.74	0,159	11.71	0,83	0,2809	0,09	Vérifie
RDC	1820.05	0,159	18.84	0,80	0,3074	0,10	Vérifie
Sous-sol	1996.82	0,159	11.71	0,83	0,3074	0,11	Vérifie

II.7.3. Vérification des conditions du RPA :

Notre bâtiment se situe dans la zone II_a, les sections des poteaux doivent respecter les normes suivantes :

Min (b, h) = 35 cm \geq 25 cm condition vérifier.

Min (b, h) = 35 cm $\geq \frac{H_e}{20} = 15,3 \text{ cm}$ condition vérifier.

$\frac{1}{4} \leq (h/b) \leq 4$ condition vérifier.

II.8.Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on peut opter les dimensions que on a proposé, tel que :

Plancher a corps creux (16+4) cm.

Dalle pleine $e = 14 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse $e=16\text{cm}$

Poutres principales (30×40) cm^2

Poutres secondaires (30×40) cm^2 .

Epaisseur des voiles : Sous-sol et RDC $e = 25\text{cm}$; étage courant $e = 20\text{cm}$

Poteaux

Tableau II.18.Sections de poteaux adoptées

Etages	s-souls+ RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage	9 ^{ème} Etage
Sections	60×55	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35



CHAPITRE III

Etude des éléments non structuraux

III.1.Introduction

Dans ce chapitre on s'intéressera à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, acrotère, et l'ascenseur. Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2. Etude des planchers

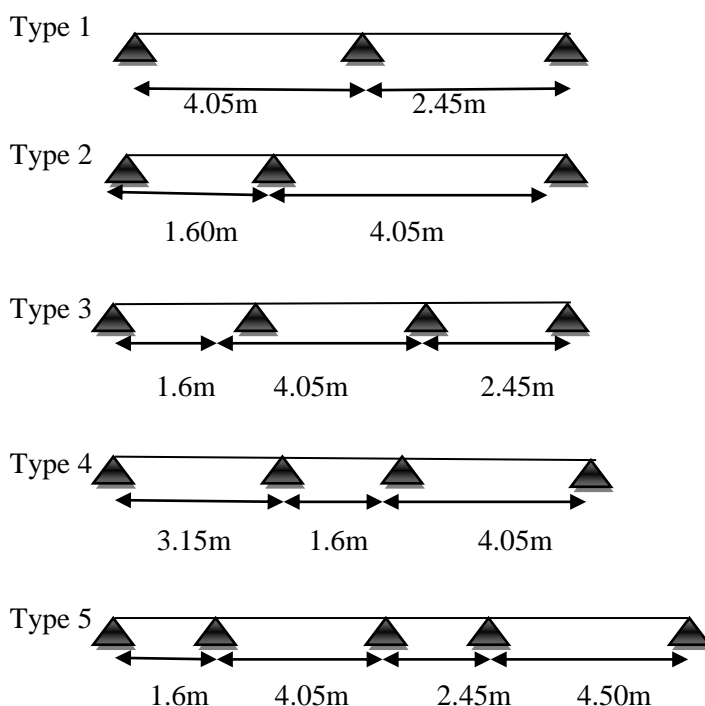
Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre aux poutres les charges qui leur sont appliquées. Ils doivent aussi supporter les charges qui leur sont appliquées (leur poids propre + la charge d'exploitation). Dans notre bâtiment, les types de planchers à étudier sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

III.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression, il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.2.2. Les différents types de poutrelles :



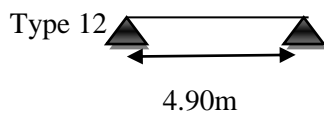
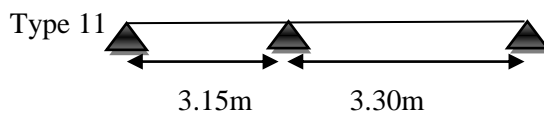
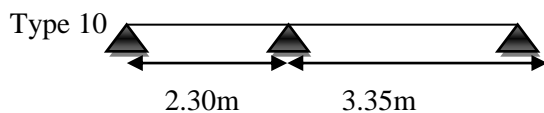
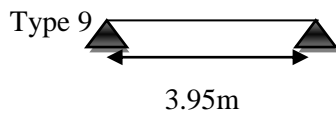
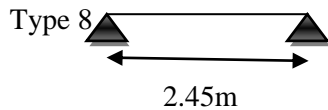
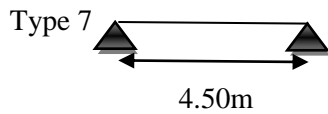
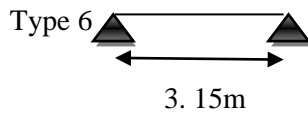


Tableau III.1. Les différents types pour chaque étage

Etages	Etage 1.2.3 et RDC	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
types	1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7	1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8	2 ; 3 ; 4 ; 7 ; 8	1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 7 ; 8	1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 8 ; 9	8 ; 9 ; 10 ; 11	12

III.2.3. Méthode de calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes : (CBA B.6.2.2)

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.4. Conditions d'application de La méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- a) Plancher à surcharges modérées : $Q < \min (2G ; 5) \text{ KN/m}^2$.
- b) Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- d) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planches à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot.

Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée, c.-à-d. on minore G avec un coefficient de $\frac{2}{3}$ uniquement pour le calcul des moments en appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

III.2.4.1. Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et Permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \alpha)M_0 + 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

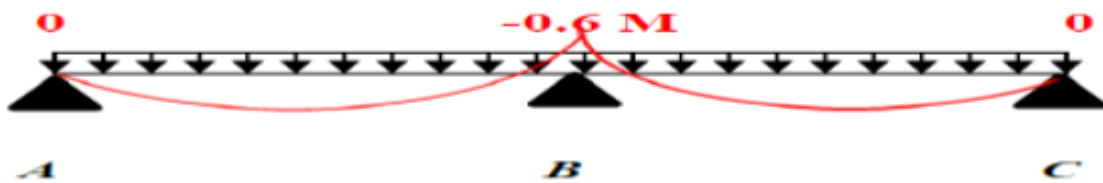


Figure III.1. diagrammes des moments en appuis pour une poutre à 2 travées

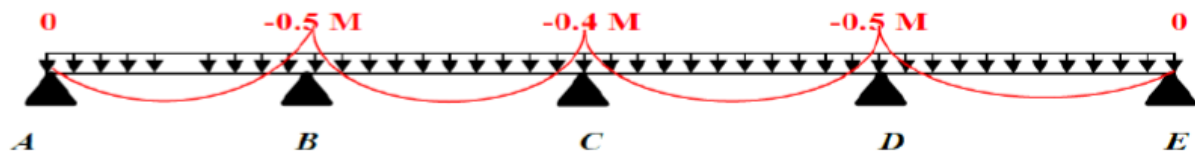


Figure III.2. diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées

- Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :
- $-0.15M_0$ Tel que : $M_0 = M_{\max} (M_0^1 ; M_0^n)$

➤ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

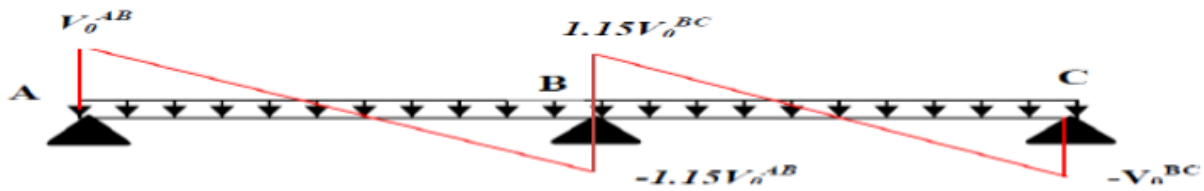


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

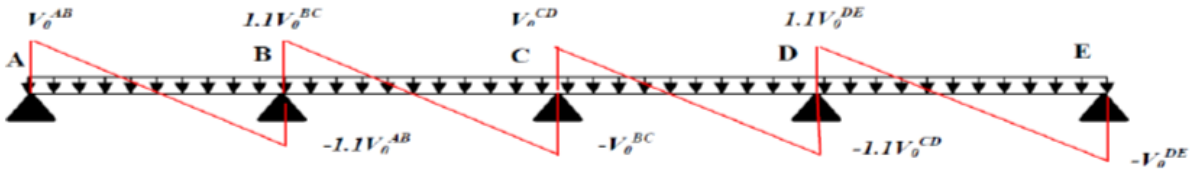


Figure III.4 .Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

III.2.4.2. Principe de La méthode de Caquot

Elle est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a légèrement modifié, pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et no-parfaites du béton armé.

➤ Moment Sous appuis :

$$Ma = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L'_g, L'_d : \text{longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui.} \\ \text{intermédiaire.} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} L' = 0,8L \dots \dots \text{travée} \\ L' = L \dots \dots \dots \text{travée} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + Mg \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Md \times \frac{x}{L}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (L-x). \\ X_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{q \times L}. \end{array} \right.$$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode classique (résistance des matériaux) au niveau des appuis.

$$V_g = \frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$V_d = -\frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec: M_g et M_d sont respectivement les moments au niveau des appuis à gauche et à droite de la travée.

III.2.5. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$; $q_u = 0.65 P_u$

A l'ELS : $P_u = G + Q$; $q_s = 0.65 P_s$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (KN/m)	Q_u (KN/m)	P_s (KN/m)	Q_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	5,47	1	8,88	5,77	6,47	4,20
Etage courant	5,06	1,5	9,08	5,90	7,55	4,26

Choix de la méthode de calcul

Tableau III-3. Méthode de calcul pour chaque type de poutrelle.

Types de poutrelles	Méthode utilisé	Justification
Type 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 10	Caquot minoré	$\left \frac{L_i}{L_{i+1}} \right \in [0,85; 1,25]$
Types 6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 12	Méthode de la RDM	Poutre isostatique
Type 11	Méthode forfaitaire	Toutes les conditions sont satisfaites

III.2.6. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour les calculs des sollicitations on appliquera la méthode de Caquot, forfaitaire et méthode RDM.

III.2.6. 1.Exemple d'application de la méthode de Caquot minoré

➤ Plancher étage courant (type 1)

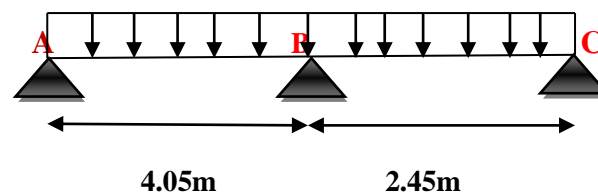


Figure III.5.schéma statique de la poutrelle type I.

Remarque : La méthode appliquée est la méthode de Caquot minorée, donc on doit calculer la charge G' pour le calcul des moments aux appuis tel que : $G' = 2/3 G$

Tableau III-4. La charge utilisée pour la méthode de Caquot minoré

	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Charge revenue sur la poutrelle (KN/m)
Etage courant	5,06	3,37	1,5	$Q_u' = 4,42$

➤ Calcul les sollicitations

$$M_0 = qL^2/8$$

$$\text{La travée AB : } \begin{cases} \text{ELU : } M_0 = 12.10 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 8.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ La travée BC : } \begin{cases} \text{ELU : } M_0 = 4.43 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 3.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments aux appuis

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^A = M_a^C = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -1.82 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^A = M_a^C = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui intermédiaire**

$$M_a^B = -\frac{q'_g \times L_g^3 + q'_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_a^B = -6.49 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^B = -4.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moments en travées :**

- La travée AB :

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL} = \frac{4.05}{2} - \frac{6.49}{5.9 \times 4.05} = 1.75 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0) = \frac{5.9}{2} \times 1.75 \times (4.05 - 1.75) = 11.87 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU} \\ M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0) = \frac{4.26}{2} \times 1.75 \times (4.05 - 1.75) = 8.57 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$M_t = M_0(x_0) + Mg \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) + Md \times \frac{x_0}{L} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \frac{5.90}{2} \times 1.75(4.05 - 1.75) - 6.49 \frac{1.75}{4.05} = 9.07 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } \frac{4.26}{2} \times 1.75(4.05 - 1.75) - 4.64 \frac{1.75}{4.05} = 6.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- La travée BC :

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL} = \frac{2.45}{2} + \frac{6.49}{5.90 \times 2.45} = 1.67 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0) = \frac{5.90}{2} \times 1.67 \times (2.45 - 1.67) = 3.84 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0) = \frac{4.26}{2} \times 1.67 \times (2.45 - 1.67) = 2.77 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS}$$

$$M_t = M_0(x_0) + Mg \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) + Md \times \left(\frac{x_0}{L}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } = \frac{5.90}{2} \times 1.67 \times (2.45 - 1.67) - 6.49 \left(1 - \frac{1.67}{2.45}\right) = 1.77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } \frac{4.26}{2} \times 1.67(2.45 - 1.67) - 4.64 \left(1 - \frac{1.67}{2.45}\right) = 1.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_g = \frac{qL}{2} - \frac{Mg - Md}{L} \\ V_d = -\frac{qL}{2} - \frac{Mg - Md}{L} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = - \frac{5.90 \times 4.05}{2} - \frac{6.49}{4.05} \\ V_B = -13.55 \text{ KN} \\ V_A = 10.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{5.90 \times 2.45}{2} + \frac{6.49}{2.45} \\ V_B = 9.88 \text{ KN} \\ V_C = - \frac{5.90 \times 2.45}{2} + \frac{6.49}{2.45} = -4.58 \end{array} \right.$$

III.2.6.2. Exemple d'application de la méthode de Forfaitaire

➤ Plancher étage courant (type 11)

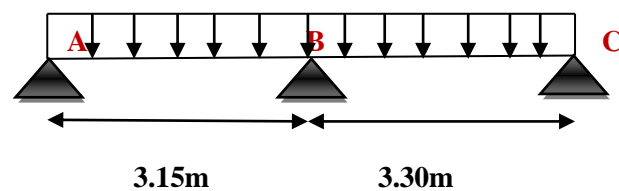


Figure III.6. schéma statique de la poutrelle type 11.

➤ Calcul des sollicitations

On a $q_u = 5.90 \text{ KN/m}$; $q_s = 4.26 \text{ KN/m}$

• Calcul des moments

Moments isostatiques

$$\text{On a } M_0 = \frac{q l^2}{8} \Rightarrow \text{travée AB} \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7.32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{travée BC} \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 8.03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis

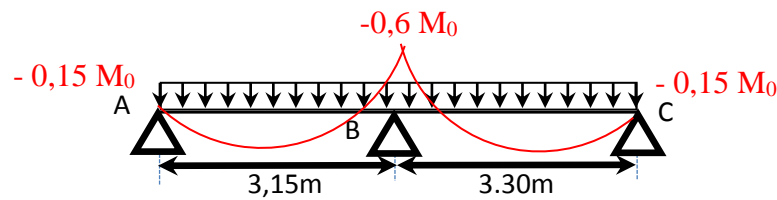


Figure III.7. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ appuis de rives

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

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

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

Donc
$$\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -1,20 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -0,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appui intermédiaire

$M_a^{\text{int}} = -0,6 M_0^{\text{max}} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{int}} = -4,82 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{int}} = -3,48 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées

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

$$\begin{cases} M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Travée A-B

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,06} = 0,229$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,069 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u \geq 5,42 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t^u \geq 4,64 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^s \geq 3,9 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t^s \geq 3,35 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t^u \geq 6.18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t^u \geq 5.09 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^s \geq 4.46 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1) \\ M_t^s \geq 3.68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

- Evaluation des efforts tranchants**

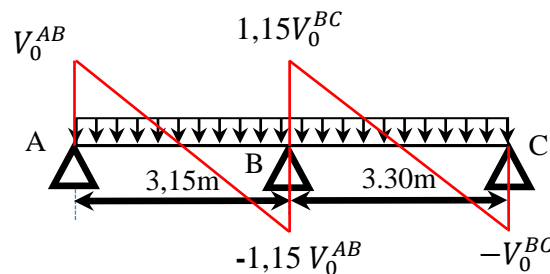


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 9.29 \text{ KN} \\ V_B = -10.69 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 11.20 \text{ KN} \\ V_C = -9.74 \text{ KN} \end{cases}$$

Ferrailage des poutrelles :

Les différentes sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU sont résumés ci-dessus

Tableau III.5. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC au 2^{ème} niveau duplex

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales à l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.82	-6.49	9.07	-13.55	-1.31	-4.64	6.57
T2	-1.82	-6.49	9.07	13.55	-1.31	-4.64	6.57
T3	-0.66	-4.45	7.83	-12.04	-0.48	-3.19	5.68

T4	-1.82	-6.69	8.98	13.60	-1.31	-4.79	6.51
T5	-1.82	-7.94	11.23	15.05	-1.31	-5.69	8.13
T6	-1.10	/	7.32	9.29	-0.79	/	5.28
T7	-2.24	/	14.93	13.28	-1.62	/	10.78
T8	-0.66	/	4.43	7.23	-0.48	/	3.20
T9	-1.73	/	11.51	11.65	-1.25	/	8.31
T10	-1.24	-4.58	6.15	11.25	-0.9	-3.28	4.45
T11	-1.20	-4.82	6.18	11.20	-0.87	-3.48	4.46
T12	-2.66	/	17.71	14.46	-1.92	/	12.78

Tableau.III.6. Les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de toiture.

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales à l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T10	-2.60	/	17.32	14.14	-1.89	/	12.60

Tableau.III.7. Les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

	Sollicitations max a L'ELU (KN.m)				Sollicitations max a L'ELS (KN.m)		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t	V_u (KN)	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
De RDC au 6 ^{ème} étage	-2.24	-7.94	14.93	15.05	-1.62	-5.69	10.78
7 ^{ème} étage	-1.82	-6.69	11.51	13.60	-1.31	-4.79	8.31
8 ^{ème} étage	-1.73	-4.82	11.51	11.65	-1.25	-3.48	8.31
9 ^{ème} étage	-2.66	/	17.71	14.46	-1.92	/	12.78
toiture	-2.60	/	17.32	14.14	-1.89	/	12.60

Exemple de calcul**Données**

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} M_t = 14.93 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = 7.94 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.24 \text{ KN.m} \\ V = 15.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Remarque :

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPA}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

➤ Ferrailage en travée**Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

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

$$M_{Tu} = 0,059 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01493 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01493}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,050 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0,0017 \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,673 \\ \mu_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,393 \\ \text{On a } \mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,393 \end{array} \right.$$

Alors $A' = 0$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05} \right] = 0,064$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,064) = 0,175 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01493}{0,175 \times 348} = 2,45 \times 10^{-4} m^2 = 2,45 cm^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_t^{\min} = 1,41 cm^2 < A_t = 2,45 cm^2 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage aux appuis**

Au niveau des appuis la table de compression est tendue, et dans ce cas le béton tendue est négliger, alors en considère une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0,00794}{14,2 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,144 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}] = 0,195$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,195) = 0,165 m$$

$$A_a^{int} = \frac{0,00794}{0,165 \times 348} = 1,38 \times 10^{-4} m^2 = 1,38 cm^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,24 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,041 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,673 \\ \varepsilon_l = 1,7 \times 10^{-3} \end{cases}$$

On a $\mu_{bu} < \mu_l$ alors $A' = 0$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,052 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,176 m \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,24 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,37 cm^2$$

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

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 cm^2$$

$$A_a^{\min} = 0,26 cm^2 < A_a^{inter} = 1,38 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres

- **En travée**

$$A = 2,45 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3\text{HA}12 = 3,39.$$

- **En appui intermédiaire**

$$A = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

- **En appui de rive**

$$A = 0,37 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{alors} \quad \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 12 \text{ mm}) = 5,71 \text{ mm}$$

$$\text{On prend} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{D'où,} \quad A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

- **Vérification de rupture par cisaillement**

$$V_u = 15,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 15,05 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,18) = 0,70 \text{ MPa}$$

$$FPN \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors} \quad \tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{alors} \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \text{alors} \quad St \leq 84,16 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \text{alors} \quad St \leq 384,76 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

➤ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 15,05 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,43 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée*

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(15,05 \times 10^{-3} - \frac{7,94 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,98 \text{ cm}^2 < 0 \longrightarrow$ Dans ce cas l'effet de l'effort tranchant est négliger devant l'effet de moment, Alors on ne fait pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire.

• **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} = 129,76 \text{ kN} > 15,05 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,947 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

Alors, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

✓ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✓ Etat limite de déformation

Etat limite d'ouverture des fissures

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

BAEL91 (Art 4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

(contrainte admissible de béton)

- **En travée**

- **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 100.6 \text{ cm}^3 > 0$$

$H > 0$ alors en calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

Calcul de y

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

$$32.5y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 50.85y - 915.30 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 345.02 \quad ; \quad y = 4.52 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 11240.79 \text{ cm}^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.78}{11240.79 \times 10^{-8}} \times 0.0452 = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -233.7 \text{ cm}^3 < 0$$

On calcul une section rectangulaire ($b_0 \times h_0$)

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 6 y^2 + 23.55 y - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 103.58 \Rightarrow y = 6.67 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{12 \times (6.67)^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 6.67)^2 = 3023.087595$$

$$I = 4210.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.69 \times 10^{-3}}{4210.05 \times 10^{-8}} \times 0.0667 = 9.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\begin{cases} l \leq 8m & \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots (2) \rightarrow 44.44 < 66.66 & \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A}{d \cdot b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots (3) \rightarrow 0.0156 > 0.0105 & \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La 2^{ème} et 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées, la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l = 4.50 < 5m$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9mm$$

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).

$q_{jser} = 0.65 \times J$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

- $M_{tg} = 1 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 8.32 \text{ KN.m}$
- $M_{tj} = 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 6.17 \text{ KN.m}$
- $M_{tp} = 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 10.78 \text{ KN.m}$

- **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEI pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.74 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.1 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0.015$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}(d-y)}{I} \\ \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser}(d-y)}{I} \\ \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser}(d-y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 110.98 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 149.66 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 193.91 \text{ MPa} \end{cases}$$

Propriétés des sections

$$Y = 4.52 \text{ cm} \quad ; \quad I = 11240.79 \text{ cm}^4$$

Les inerties fictives

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 0.5804 \quad ; \quad \mu_g = 0.6683 \quad ; \quad \mu_p = 0.7163$$

Calcul de centre de gravité Y_G et le moment d'inertie I_0 de la section homogène

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

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

$$Y_G = 7.44 \text{ cm}$$

$$\text{D'où, } I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

• Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\bullet \quad I_{f_{ji}} = 9257.56 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{gi}} = 8470.02 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{pi}} = 8094.01 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{gv}} = 13820.19 \text{ cm}^4$$

• Evaluation de la flèche

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = 4.16 \text{ mm} ; \quad f_{gi} = 6.12 \text{ mm} ; \quad f_{pi} = 8.31 \text{ mm} ; \quad f_{gv} = 11.27 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.30 \text{ mm} > \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.8. Ferrailage des différents types poutrelles

Types de poutrelles	Endroit	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
De rez de chaussé jusqu'au 6 ^{ème} étage	Travée	14.93	0.050	0.064	0.175	2.45	1.41	3HA12=3.39
	Intermédiaire	-7.94	0.144	0.195	0.165	1.38	0.26	2HA10=1.57
	Rive	-2.24	0.041	0.052	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
7 ^{ème} étage	Travée	11.51	0.039	0.049	0.176	1.88	1.41	3HA10=2.36
	Intermédiaire	-6.69	0.121	0.162	0.168	1.14	0.26	2HA10=1.57
	Rive	-1.82	0.033	0.042	0.176	0.30	0.26	1HA10=0.79
8 ^{ème} étage	Travée	11.51	0.039	0.049	0.176	1.88	1.41	3HA10=2.36
	Intermédiaire	-4.82	0.088	0.115	0.172	0.81	0.26	2HA10=1.57
	Rive	-1.73	0.031	0.040	0.177	0.28	0.26	1HA10=0.57

9 ^{ème} étage	Travée	17.71	0.059	0.077	0.174	2.92	1.41	3HA12=3.39
	Intermédiaire	/	/	/	/	/	/	/
	Rive	-2.66	0.048	0.062	0.175	0.44	0.26	1HA10=0.57
Toiture	Travée	17.32	0.058	0.075	0.174	2.85	1.41	3HA12=3.39
	Intermédiaire	/	/	/	/	/	/	/
	Rive	-2.60	0.047	0.06	0.175	0.43	0.26	1HA10=0.57

Tableau.III.9. Vérification à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c2}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9 d} \right)$		
De RDC au 6 ^{ème} étage	0.70 < 3,33	4,18 > 0,43	$Al > -0.98$	15.05 < 136.97	0.95 < 3,33
7 ^{ème} étage	0,63 < 3,33	3.14 > 0,39	$Al > -0.80$	13.60 < 136.97	0.85 < 3,33
8 ^{ème} étage	0.54 < 3,33	3.14 > 0.33	$Al > -0.52$	11.65 < 136.97	0.73 < 3,33
9 ^{ème} étage	0,67 < 3,33	4.18 > 0.42	/	14.46 < 136.97	0.91 < 3,33
toiture	0,65 < 3,33	4.18 > 0.41	/	14.14 < 136.97	0.89 < 3,33

Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
De rez de chaussé jusqu'au 6 ^{ème} étage	Travée	10.78	3.39	4.58	11236.01	4.39 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.69	1.57	6.67	4210.05	9.01 < 15	Vérifiée
7 ^{ème} étage	Travée	8.31	2.36	3.92	8323.05	3.91 < 15	Vérifiée
	Appui	-4.79	1.27	6.67	4210.05	7.59 < 15	Vérifiée
8 ^{ème} étage	Travée	8.31	2.36	3.92	8323.05	3.91 < 15	Vérifiée
	Appui	-3.48	1.57	6.67	4210.05	3.24 < 15	Vérifiée
9 ^{ème} étage	Travée	12.78	3.39	4.58	11236.01	5.21 < 15	Vérifiée
toiture	Travée	12.60	3.39	4.58	11236.01	5.13 < 15	Vérifiée

Tableau.III.11. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique 4.50m

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
2.43		3.29			4.26	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
6.15		8.32			10.78	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.58	21799.84	0.015	2.74	1.1	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
110.98		149.66			193.91	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvig} (cm ⁴)
0.5804	0.6683	0.7163	9257.56	8470.02	8094.01	13820.19
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
4.16		6.12		8.31		11.27
Δf _i = 9.30mm > f _{adm} = 9mm						

Remarque : on voit que la condition de la flèche n'est pas vérifiée .donc on augmente la section de ferrailage talque $A_t=3HA12+1HA10=4.18 \text{ cm}^2$.les résultats sont résumés dans le (tableau III.15)

Tableau.III.12. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique de 4.9m

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
2.43		3.29			4.26	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
7.29		9.87			12.78	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.58	21799.84	0.015	2.74	1.1	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
130.60		176.82			228.95	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0.6432	0.7216	0.7769	8931.4	8296.5	7900.4	13654.85
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
6.04		8.80		11.97		16.05
Δf _i = 13.17mm > f _{adm} = 9.8mm						

Remarque : on voit que la condition de la flèche n'est pas vérifiée .donc on augmente la section de ferrailage talque $A_t=3HA14+1HA10=5.41 \text{ cm}^2$.les résultats sont résumés dans le (tableau III.15).

Tableau.III.13. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique de 3.95m

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
2.43		3.29			4.26	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
4.74		6.42			8.31	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
3.92	20021	0.011	3.76	1.50	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
120.29		162.89			210.88	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvig} (cm ⁴)
0.5005	0.6013	0.6752	7638.1	6749.9	6219.6	11559.65
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
2.98		4.57		6.42		8
Δf _i = 6.87mm < f _{adm} = 7.9mm						

Tableau.III.14. Vérification de la flèche pour poutrelle isostatique plancher terrasse inaccessible

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
2.43		3.55			4.20	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
7.29		10.65			12.60	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.58	21799.84	0.015	2.74	1.1	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
130.60		190.79			225.73	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0.6432	0.7389	0.7741	8931.4	8168.21	7919.4	13549.51
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
6.04		9.65		11.77		17.49
Δf _i = 13.58mm > f _{adm} = 9.8mm						

Remarque : on voit que la condition de la flèche n'est pas vérifiée .donc on augmente la section de ferrailage talque $A_t=3HA14+1HA12=5.75 \text{ cm}^2$.les résultats sont résumés dans le (tableau III.15).

Tableau.III.15. Vérification de la flèche après augmentation de la section de ferrailage

Niveau	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$\Delta_{ft} \text{ (cm)}$	$f_{adm} \text{ (cm)}$	observation
RDC au 6 ^{ème} étage	$3HA12+1HA10=4.18$	17061	5.01	8.09	9	Vérifiée
Etage 9	$3HA14+1HA10=5.41$	16282	5.57	9.74	9.8	Vérifiée
Terrasse	$3HA14+1HA12=5.75$	13305	5.71	9.74	9.8	Vérifiée

III.2.1.2. Schémas de ferrailage des poutrelles

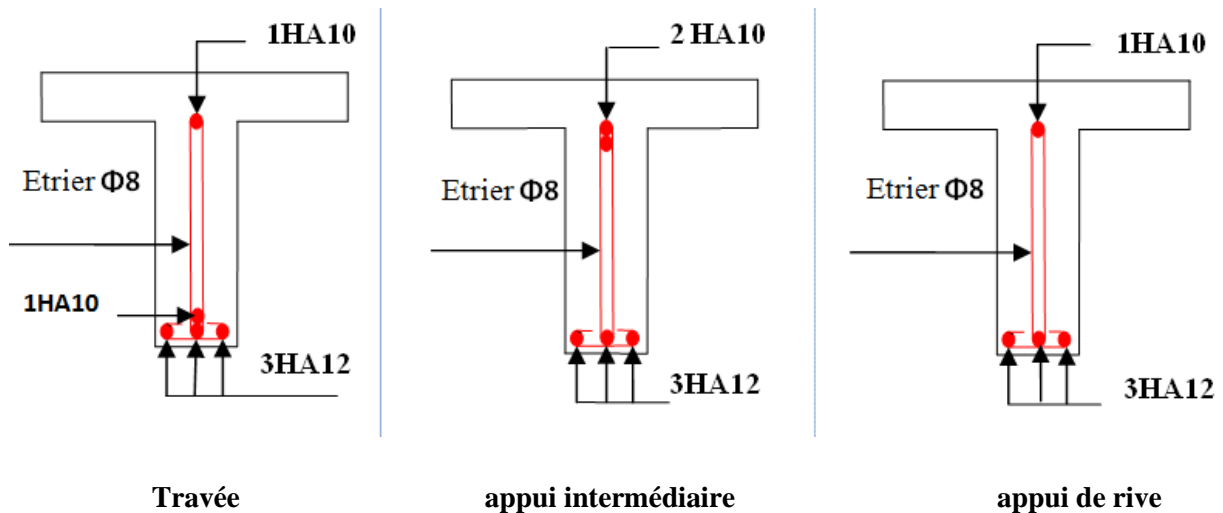


Figure III.9. Schémas de ferrailages des poutrelles de RDC au 6^{ème} étage.

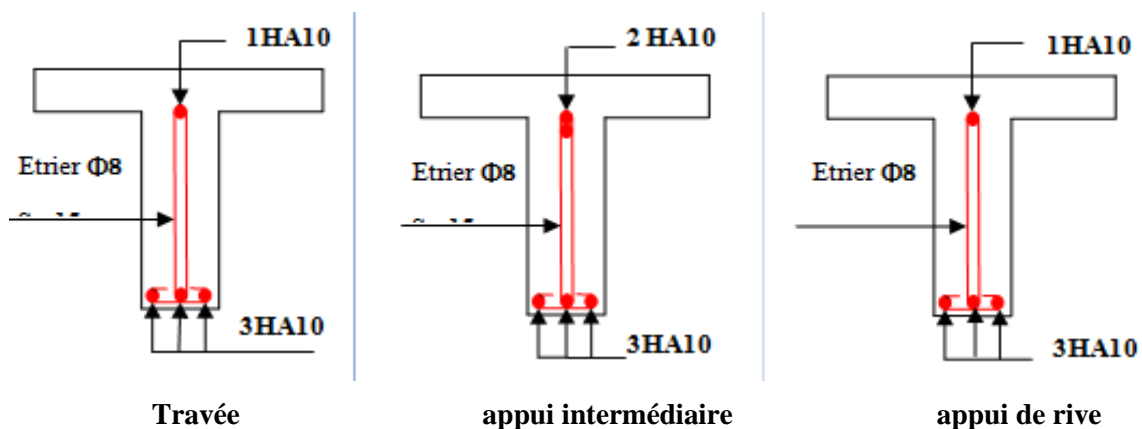


Figure III.10. Schémas de ferrailages des poutrelles du 7^{ème} et 8^{ème} étage.

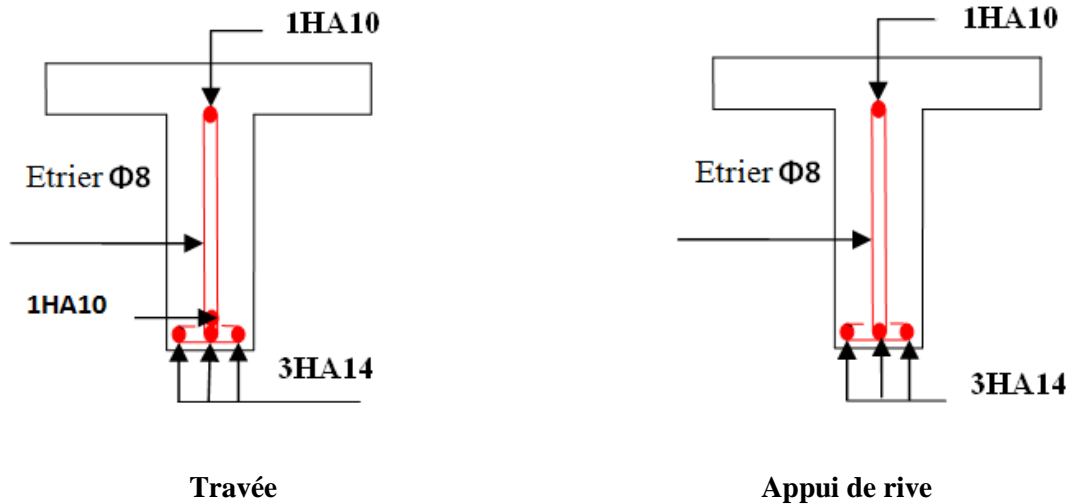
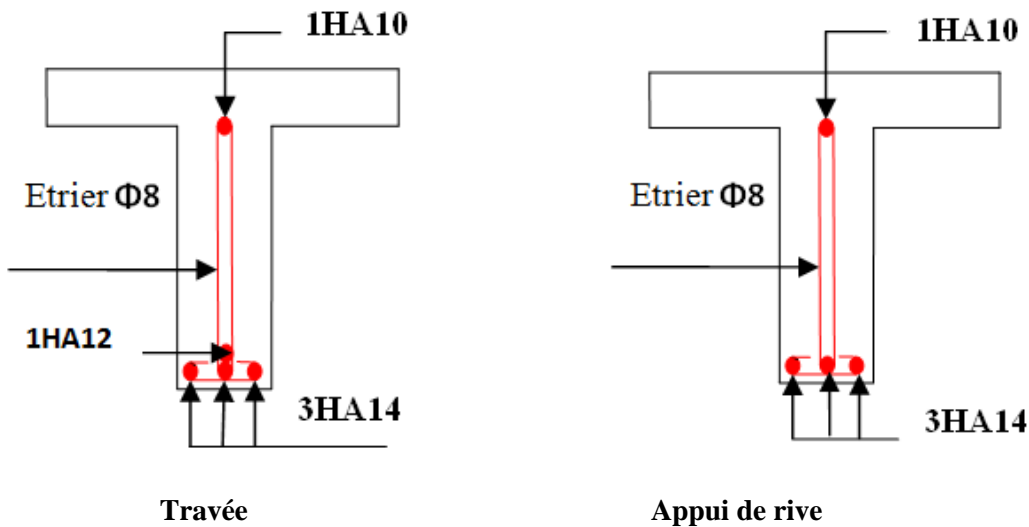
Figure III.11. Schémas de ferrailages des poutrelles du 9^{ème} étage

Figure III.12. Schémas de ferrailages des poutrelles de la terrasse inaccessible.

III.2.2. Etude de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400 \text{ MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0,65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- **Armature parallèle aux poutrelles :**

$$A = A_{\perp} / 2 = 0.325 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

On choisit un treillis soudés à maille carrée de 150 mm

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{\perp}: 5\phi \frac{6}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

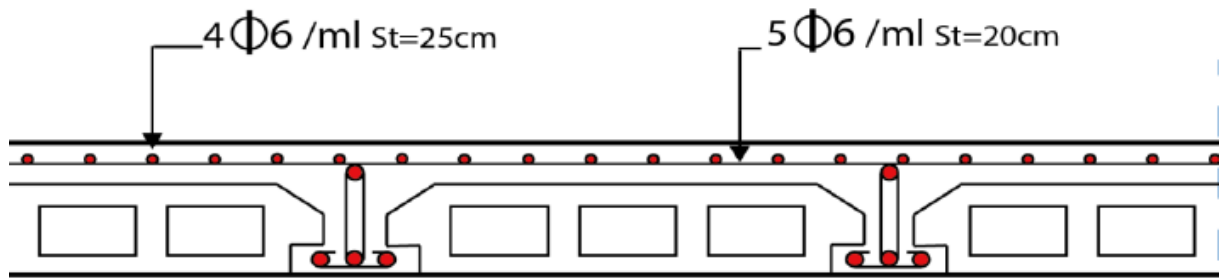


Figure III.13.Schéma de ferrailages de la dalle de compression.

III.3. Etudes des dalles pleines

Dans notre projet on quatre types de dalles pleines :

III.3.1. Dalle sur un seul appui

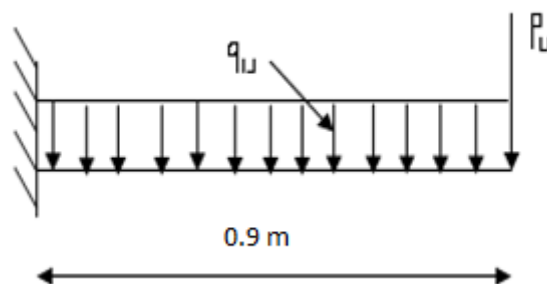


Figure III.14.Schéma statique de la dalle pleine sur un appui

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml.

$$G = 5.71 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + Q = 7.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.96 \text{ KN/ml} ; q_s = G + Q = 7.21 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids du mur P_u (double cloison)

$$G_{mur} = 2.74 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \Rightarrow G_{mur} = 2.74 \times 2.65 = 7.84 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU: } P_u = 1.35G_{mur} = 10.58 \text{ kn}$$

$$\text{A l'ELS: } P_s = G_{mur} = 7.84 \text{ kn}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$M_u^{max} = -\frac{q_u \times L^2}{2} - P_u \times L = -\frac{9.96 \times 0.9^2}{2} - 10.58 \times 0.9$$

$$\Rightarrow M_u^{max} = -13.55 \text{ kn.m}$$

$$M_s^{max} = -\frac{q_s \times L^2}{2} - P_s \times L = -\frac{7.21 \times 0.9^2}{2} - 7.84 \times 0.9$$

$$\Rightarrow M_s^{max} = -9.98 \text{ kn.m}$$

$$V_u^{max} = q_u \times L + P_u = 9.96 \times 0.9 + 10.58$$

$$\Rightarrow V_u^{max} = 19.54 \text{ kn}$$

➤ **Calcul de la section d'armature**

La section à ferrailer est $(b \times e) = (1\text{ml} \times 0.14)\text{cm}^2$

$$e = 0.14 \text{ m}; \quad b = 1\text{ml}; \quad d = 0.12 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.066 \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.085$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.11 \text{ m}$$

$$\text{Sens principale : } A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 3.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_t^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens secondaire : } A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification des espacements des armatures**

Sens principale :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Sens secondaire :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 0.16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Remarque : aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

Tableau III.16. Vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
9.98	3.41	6324.43	5.39	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.16 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00038 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage**

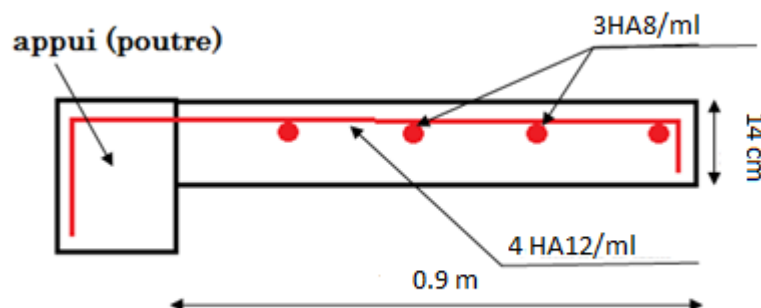


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle porte à faux

III.3.2. Dalle sur deux appuis

On a deux types de dalles pleines

✓ Dalle de l'étage courant

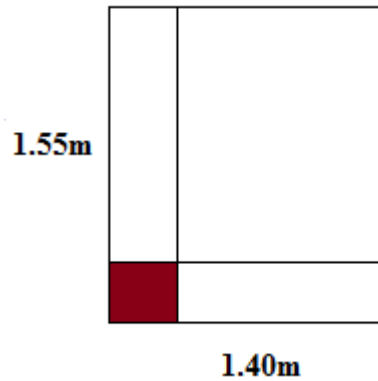


Figure III.16. Dalle sur 2 appuis

$$G = 5.71 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.95 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 7.21 \text{ kn/m}^2$$

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml :

$$\text{Donc : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.95 \text{ kn/ml} ; \quad q_s = G + Q = 7.21 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} L_x = 1.4 \text{ m} \\ L_y = 1.55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

Calcul des sollicitations

$$\text{A l'ELU : } \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 0.89 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.76 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -0.35 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 4.65 \text{ kn}$$

A l'ELS : $\nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 0.75 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{ox} = 0.63 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.54 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 M_{ox} = -0.30 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_{oy} = -0.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 * 0.14) \text{ m}^2$

Sens principale (//Lx)

Tableau III.17. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens x

Sens	$M_u^x (\text{kn.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_t^x (\text{cm}^2)$	Amin (cm ²)	$A_{adopt}^x (\text{cm}^2)$
// Lx	En travée						
	0.76	0.0037	0.0046	0.119	0.18	1.18	4HA8 = 2.01
	$M_u^a (\text{kn.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_t^a (\text{cm}^2)$	Amin (cm ²)	$A_{adopt}^a (\text{cm}^2)$
	En appui						
	0.35	0.0017	0.0022	0.119	0.09	1.45	4HA8 = 2.01

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée

Sens secondaire (//Ly)

Tableau III.18.Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens y

	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ²)	Amin (cm ²)	A_{adopt}^x (cm ²)
// Ly	En travée						
	0.60	0.003	0.0036	0.119	0.14	1.12	3HA8 = 1.51

➤ **Vérification de l'espacement**

En travée : $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifié.

➤ **Vérification des valeurs minimales**

$A_y^t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{3} = 0.67 \text{ cm}^2$ Vérifié.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

En travée (//Lx) :

Tableau III.19.Vérification des contraintes (sens principale)

M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.63	2.41	3239.4	0.47	15	Vérifiée

En travée (/Ly) :

Tableau III.20. Vérification des contraintes (sens secondaire)

$M_{ser}(KN)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.54	2.11	2528.6	0.45	15	Vérifiée

Tableau III.21. Vérification des contraintes (aux appuis)

$M_{ser}(kn)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
0.30	2.41	3239.4	0.22	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.04 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

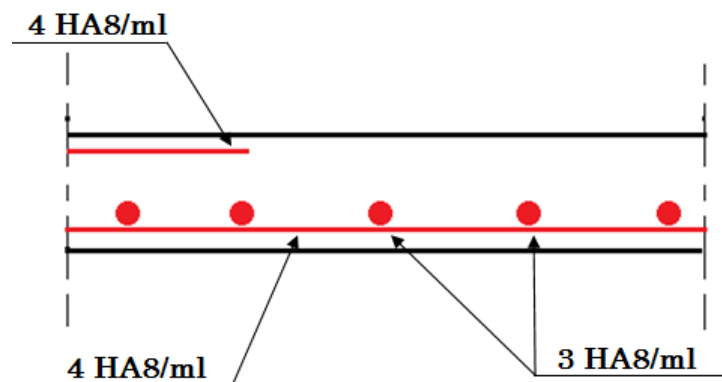
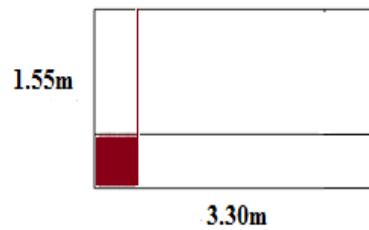


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

✓ **Dalle sur deux appuis (balcon)****Figure III.18.** Dalle sur 2 appuis (balcon)

$$G = 4,81 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11,74 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 8,31 \text{ kn/m}^2$$

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml :

$$\text{Donc : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11,74 \text{ kn/ml} ; \quad q_s = G + Q = 8,31 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} L_x = 1.55 \text{ m} \\ L_y = 3.30 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\text{A l'ELU : } \quad \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 2.84 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 2.41 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.63 \text{ N.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -1,14 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} = -0.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 6.07 \text{ kn}$$

A l'ELS : $\nu = 0.2$ et $\rho = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 2.07 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{ox} = 1.76 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.44 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 M_{ox} = -0.83 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_{oy} = -0.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1*0.14) \text{ m}^2$

Sens principale (//Lx)

Tableau III.22. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens x

Sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ²)	Amin (cm ²)	A_{adopt}^x (cm ²)
// Lx	En travée						
	2.40	0.014	0.018	0.109	0.64	1.42	4HA8 = 2.01
	M_u^a (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^a (cm ²)	Amin (cm ²)	A_{adopt}^a (cm ²)
	0.60	0.003	0.004	0.109	0.16	1.45	4HA8 = 2.01

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de l'espacement

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifié

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifié

Sens secondaire (//Ly)

Tableau III.23. Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis sens y

Sens	M_u^y (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^y (cm ²)	$A_{min}^y = \rho_0 b e$ (cm ²)	A_{adopt}^y (cm ² /ml)
// Ly	En travée						
	1.14	0.007	0.008	0.109	0.30	1.12	3HA8 = 1.51

➤ **Vérification de l'espacement**

En travée : $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifié.

➤ **Vérification des valeurs minimales**

$A_y^t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x^t}{3} = 0.67 \text{ cm}^2$ Vérifié.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.055 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

En travée (/Lx)

Tableau III.24. Vérification des contraintes (sens principale)

M _{ser} (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
1.76	2.29	2687.6	1.51	15	Vérifiée	85.61	201.63	vérifiée

En travée (/Ly)

Tableau III.25. Vérification des contraintes (sens secondaire)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
0,44	2.01	2101.3	0.42	15	Vérifiée	28.24	201.63	vérifiée

Tableau III.26. Vérification des contraintes (aux appuis)

M _{ser} (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
0.83	2.29	2687.6	0.70	15	Vérifiée	40.29	201.63	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de Ferrailage

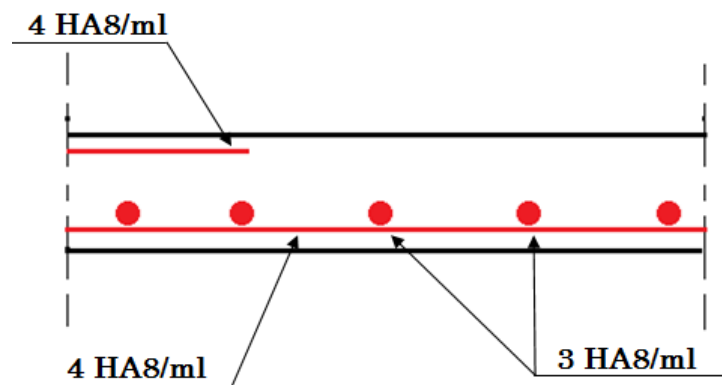


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (balcon)

III.3.3. Dalle sur 03 appuis :

On a deux types de dalles sur trois appuis

- ✓ Dalle de l'étage courant

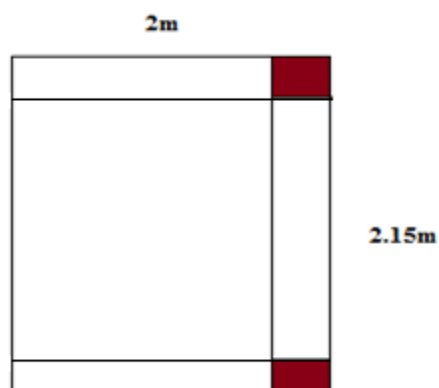


Figure III.20. Dalle sur 3 appuis

$$G = 5,71 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul à l'ELU**

Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 9,95 \text{ KN/ml}.$$

$$L_x = 2 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1,075 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{p l_y^3}{24} ; M_{0y} = \frac{p l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = 4,12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 7,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments corrigé (réel)**

Moments en travées
$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 3,50 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 6,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis
$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -1,26 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -2,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

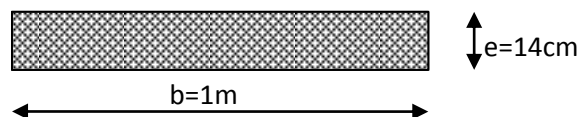


Figure III.21: Section de la dalle pleine à ferrailler.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.27. Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible

position	sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ²)	Amin (cm ²)	A_{adopt}^x (cm ²)	st
En travée	Selon x	3,50	0,017	0,021	0,119	0,85	1,16	4HA8=2,01	25
	Selon y	6,27	0,031	0,039	0,118	1,53	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	1,23	0,006	0,008	0,119	0,30	1,45	4HA8=2,01	25
	Selon y	2,21	0,011	0,014	0,119	0,53	1,45	4HA8=2,01	25

➤ **Vérification de ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$$

- **L'espacement St**

$$\text{Selon x : charge répartie et F.N} \Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Selon y : charge répartie et F. N} \Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

➤ **Cisaillement**

$$V_u^y = 3,40 ; V_u^x = 6,64$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{6,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,06 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,21 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 2,98 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées (réel)} \begin{cases} M_{xs}^t = 0,85 M_{0x} = 2,53 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0,85 M_{0y} = 4,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis (réel)} \begin{cases} M_{xs}^a = -0,3 \times M_{0x} = -0,98 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0,3 \times M_{0y} = -1,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul de y** : $\frac{b}{3} y^2 + 15 A_y - 15 A_d x = 0$.

• **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2$.

Vérification de σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Tableau III.28. Vérification des états limite de compression du béton

Position	Sens	M_{ser} (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	Selon x	2,53	2,40	3239,4	1,88	15	Vérifiée
	Selon y	4,54	2,40	3239,4	3,37	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	-0,98	2,40	3239,4	0,66	15	Vérifiée
	Selon y	-1,60	2,40	3239,4	1,19	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{200} = 0,07 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{215} = 0,064 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

D'où la vérification de la flèche est inutile.

➤ **Schéma de ferrailage**

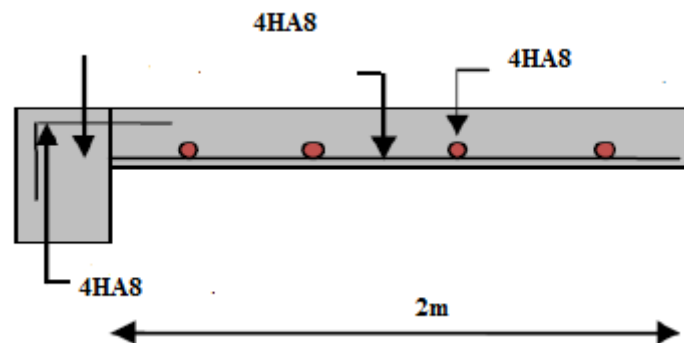


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

✓ **Dalle de balcon :**

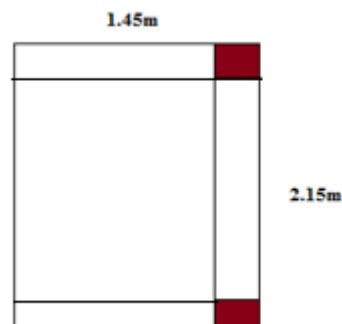


Figure III.23. Dalle sur 3 appuis

$$G = 4,81 \text{ kN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul à l'ELU

Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11,74 \text{ kN/ml}$$

$$L_x = 1,45 \text{ m} > \frac{L_y}{2} = 1,075 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = \frac{p l_y^3}{24} ; M_{0y} = \frac{p l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 4,86 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 4,97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments corrigé (réel)

$$\text{Moments en travées } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 4,13 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{0y} = 4,23 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{0x} = -1,94 \text{ kN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{0y} = -1,99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul de la section d'armatures :

Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

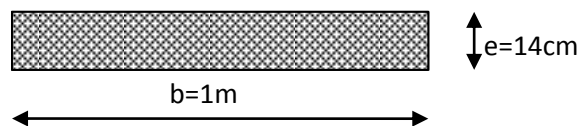


Figure III.24: Section de la dalle pleine à ferrailler.

• Condition de non fragilité :

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^a = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.29. Ferrailage de dalles sur 3 appuis de la terrasse inaccessible

Position	Sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ²)	Amin (cm ²)	A_{adopt}^x (cm ²)	st
En travée	Selon x	4,13	0,024	0,03	0,109	1,09	1,30	4HA8=2,01	25
	Selon y	4,23	0,024	0,031	0,109	1,12	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	-1,94	0,011	0,014	0,109	0,51	1,33	4HA8=2,01	25
	Selon y	-1,99	0,011	0,015	0,109	0,52	1,33	4HA8=2,01	25

- **Vérification de ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$$

- **L'espace St**

Selon x : charge répartie et F.N $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Selon y : charge répartie et F. N $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- ✓ **Vérification à l'ELU**

➤ Cisaillement

$$V_u^x = 5.67 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 4.93 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{5.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.051 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} \times (1/1.5) = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.31 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 3.44 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées (réel)} \begin{cases} M_{xs}^t = 0.85 M_{0x} = 2.92 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t = 0.85 M_{0y} = 2.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis (réel)} \begin{cases} M_{xs}^a = -0.3 \times M_{0x} = -1.37 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a = -0.3 \times M_{0y} = -1.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de y** : $\frac{b}{3} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 .$

- **Calcul de I** : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 .$

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc}: \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau III.30. Vérification des états limite de compression du béton

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation	
2,92	2,29	2687,6	2,49	15	Vérifiée	142,16	201.63	vérifiée	

Tableau III.31. Vérification des contraintes (sens principal)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
2,99	2,29	2687,6	2,55	15	Vérifiée	145,47	201.63	vérifiée

Tableau III.32. Vérification des contraintes (sens secondaire)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
1,41	2,29	2687,7	1,20	15	Vérifiée	68,45	201.63	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (la flèche)**

Sens x-x :

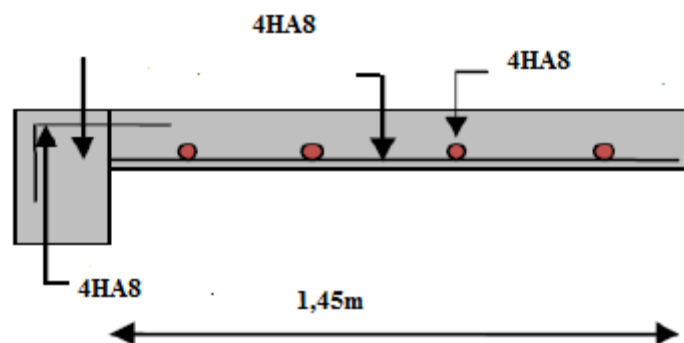
1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{145} = 0,09 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,0015 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{215} = 0,064 > 0,042 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 < 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

D'où la vérification de la flèche est inutile

➤ **Schéma de ferrailage**

**Figure III.25.** Schéma de ferrailage de balcon

III.3.4.dalle pleine sur quatre appuis

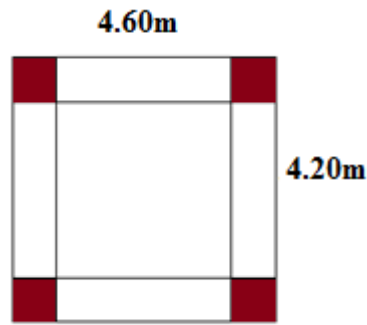


Figure III .26. Dalle sur 4 appuis

$$G = 5.71 \text{ kn/m}^2; Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 8.21 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} L_x = 4.20 \text{ m} \\ L_y = 4.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

✓ Calcul des sollicitations

$$\text{A l'ELU : } \nu = 0 \text{ et } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 7.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ moments en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 * M_{ox} = 6.78 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 6.17 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -2.71 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 * M_{oy} = -3.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 14.20 \text{ kn}$$

$$\text{A l'ELS : } \nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_s = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 6.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 * M_{ox} = 5.63 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 5.51 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_{ox} = -2.25 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 * M_{oy} = -3.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1*0.14) \text{ m}^2$.

Sens principale (//Lx)

Tableau III.33. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis sens x

Sens	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A_{adopt}^x (cm ² /ml)
// Lx	En travée						
	6.78	0.040	0.05	0.11	1.81	1.17	4HA8 = 2.01
	M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_a^x (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A_{adopt}^a (cm ² /ml)
	En appui						
	-3.63	0.021	0.027	0.11	0.96	1,45	4HA8 = 2.01

Condition de non fragilité

$$A_{min}^t = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'espacement

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifié

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifié

Sens secondaire (//Ly)

Tableau III.34. Résultats du ferrailage de la dalle sur 4 appuis sens y

Sens	M_u^y (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^y (cm ² /ml)	$A_{min}^y = \rho_0 b e$ (cm ² /ml)	A_{adopt}^y (cm ² /ml)
// Ly	En travée						
	6.17	0.036	0.046	0.11	1.64	1.12	4HA8 = 2.01

Vérification de l'espacement

En travée : $St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifiée

Vérification des valeurs minimales

$$A_y^t = 2.01 \geq \frac{A_x^t}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

➤ Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes**

En travée (/Lx) :

Tableau III.35. Vérification des contraintes (sens principale)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
5.63	2.29	2687.6	4.80	15	Vérifiée	273.50	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalcule à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = 2.31 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.243 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s} = 2.76 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En travée (/Ly) :

Tableau III.36. Vérification des contraintes (sens secondaire)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Observation
5.51	2.29	2687.6	4.70	15	Vérifiée	267.96	201.63	Non vérifiée

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{On recalcule à l'ELS : } \begin{cases} \beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = 2.25 \times 10^{-3} \\ \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.240 \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} = 2.66 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

\Rightarrow On adopte $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Tableau III.37. Re-vérification des contraintes de compression du béton

M _{ser} (KN)		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	5.63	2.78	3898.6	4.01	15
y-y	5.51	2.78	3898.6	3.93	15

Tableau III.38. Vérification des contraintes (aux appuis)

M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
3.63	2.29	2687.6	2.76	15	Vérifiée	157.62	201.63	Vérifiée

• Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.03 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.037 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens //Lx

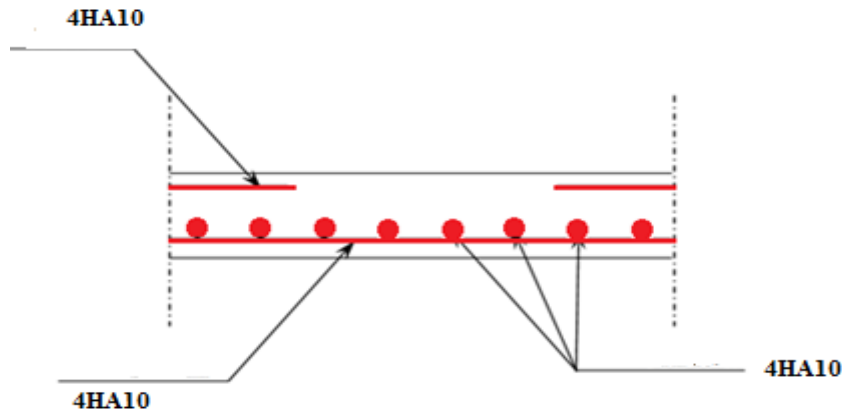
Tableau III.39. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
0.44		0.571			0.821	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
3.01		3.91			5.63	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.78	3898.6	0.028	7.36	2.94	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
95.33		123.72			177.89	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvig} (cm ⁴)
0	0	0.1104	25982	25982	14336	25982
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
0.63		0.82		2.13		2.46
Δf _t = 3.14 mm < f _{adm} = 8.4 mm						

Selon le sens //Ly

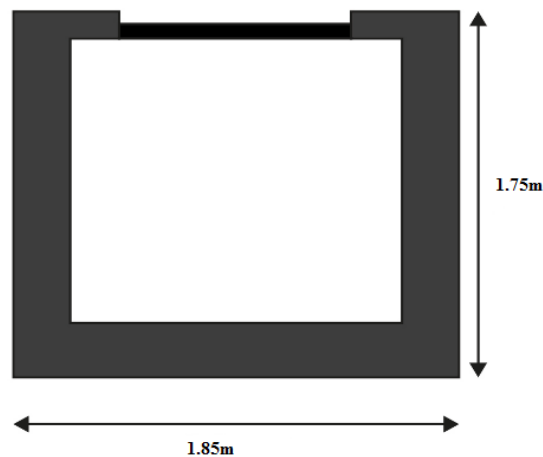
Tableau III.40. Vérification de la flèche pour la dalle sur 4 appuis (s.sol)

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
0.44		0.571			0.821	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
2.95		3.83			5.51	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.78	3898.6	0.0028	7.36	2.94	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
93.42		121.23			174.31	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0	0	0.1015	25982	25982	14872	25982
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
0.74		0.96		2.42		2.89
Δf _t = 3.60 mm < f _{adm} = 9.2mm						

Schéma de ferrailage**Figure III.27.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis**III.4 Etude de l'ascenseur:****III.4.1 Définition**

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes 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 :

**Figure III.28.** Schéma de l'ascenseur.

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m}$

III.4.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle**

On a $l_x = 1.75\text{m}$; $l_y = 1.85\text{m}$; $S = 3.24 \text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{175}{45} \leq e \leq \frac{175}{40} \rightarrow 3.89 \leq e \leq 4.37$$

$e \geq 11$ pour 2h de coup feu

$e \geq 14$ isolation phonique

On opte pour une épaisseur $e=14\text{cm}$

- **Evaluation de charges et surcharges**

$$P = P_m + D_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{KN}$$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 25 \times 0.05 = 4.75 \text{ KN}$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3} = 44.75 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 49.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'actions**

➤ **ELU**

$$Q_U = 1.35 \times G^{\text{tot}} + 1.5 Q = 1.35 \times 49.5 + 1.5 = 68.32 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS**

$$Q_s = G + Q = 505 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\rho = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_0^x = 0.0410 \times 68.32 \times 1.75^2 = 8.58 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.8875 \times 8.58 = 7.61 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)**

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_0^x = 6.44 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_0^y = 5.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \quad M_0^x = -0.5 M_0^x = -4.29 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.41. Tableau de ferrailage de la dalle

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z	A _{cal}	A _{min}	Choix	St
travée	x-x	6.44	0.032	0.04	0.118	1.57	1.15	4HA8=2.01	25
	y-y	5.70	0.028	0.035	0.118	1.39	1.12	4HA8=2.01	25
Appui		-4.29	0.023	0.029	0.118	1.12	1.15	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_x = 33.20 \text{ KN} \\ V_y = 28.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.276 < 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 50.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \rightarrow M_{0x} = 7.47 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.9236 \rightarrow M_{0y} = 6.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment corrigés**

$$\begin{cases} M_{tx} = 5.60 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 5.17 \text{ KN.m} \\ M_a = -3.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.42. Tableau de vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
x-x	5.60	2.40	3239.42	4.15	15	Vérifiée
y-y	5.17	2.40	3239.42	3.83	15	Vérifiée
appui	-3.37	2.40	3239.42	2.50	15	Vérifiée

• **Vérification à la flèche**• **Sens X-X**

$$\frac{e}{l_x} \geq \left(\frac{M_{tx}}{20M_x}; \frac{3}{80} \right) \rightarrow 0.08 > 0.037 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0017 < 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens y-y**

$$0.076 > 0.037 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0.0017 > 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont satisfaites dans les deux sens, le calcul de la flèche est inutile.

III.4.3. Dalle de salle machine.

On a le schéma représentant la surface d'impact :

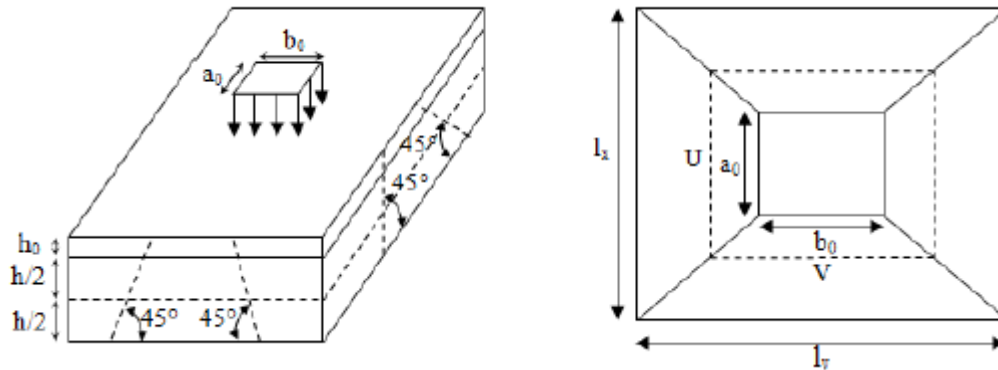


Figure III.29. Illustration de la surface d'impact.

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont \parallel à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y
- $a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement

On a

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

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

On aura donc

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 5 = 101,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 5 = 101,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- **A'ELU :**

On a: $g = 72,3 \text{ KN} \rightarrow q_u = 1,35g = 97,605 \text{ KN}$

- **Calcul des sollicitations**

On a selon le BAEL

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

Avec

M1 et M2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

Avec :

$$\alpha = \frac{U}{l_x}, \quad \beta = \frac{V}{l_y}$$

$$v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

Soit :

$$\rho = 0.95 \quad \begin{cases} \alpha = 0.58 \rightarrow M_1 = 0.085 \\ \beta = 0.55 \rightarrow M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de M_1^x et M_1^y du système de levage :**

$$\begin{cases} M_1^x = P_u \times M_1 \rightarrow M_1^x = 97.605 \times 0.085 = 8.29 \text{ KN.m} \\ M_1^y = P_u \times M_2 \rightarrow M_1^y = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = 0.95$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times 4.75 + 1,5 \times 1 = 7.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.99 \text{ KN.m} \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 0.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8.296 + 0.99 = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.54 + 0.88 = 7.42 \text{ KN.m}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 6.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 5.56 \text{ KN.m} \\ M_a = -4.6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.12 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau III.43. Tableau de ferraillage de la dalle

endroit	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	St (cm)
travée	x-x	6.97	0.034	0.043	0.12	1.70	1.15	4HA8=2.01	25
	y-y	5.56	0.027	0.035	0.12	1.35	1.12	4HA8=2.01	25
Appui		-4.64	0.023	0.029	0.12	1.12	1.15	4HA8=2.01	25

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \text{Min}(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : hauteur de la dalle

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (101.5 + 112.5) = 406 \text{ cm}$$

.

$$97.605 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.06 \times 0.14 \times 25 \times 10^3}{1.5}$$

$$97.605 \text{ KN} \leq 426.3 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a: $v=u$

$$V_{max} = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{97.605}{3 \times 1.015} = 32.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.267 \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage : $q_{ser}=72.3 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) \cdot q_{ser} \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) \cdot q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0.085 + 0.2 \times 0.067) \times 72.3 = 7.11 \text{ KN.m} \\ M_1^y = (0.067 + 0.2 \times 0.085) \times 72.3 = 6.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_s = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0483 \times 5.75 \times 1.75^2 = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.9236 \times 0.85 = 0.78 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des Moments**

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7.11 + 0.85 = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.07 + 0.65 = 6.85 \text{ KN.m}$$

- **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_{tx}=5.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty}=5.13 \text{ KN.m} \\ M_a=-3.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.44.Tableau de vérification des contraintes

Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
x-x	5.97	2.40	3239.42	4.42	15	vérifiée
y-y	5.13	2.40	3239.42	3.80	15	vérifiée
appui	-3.98	2.40	3239.42	2.95	15	vérifiée

- **Condition de la fleche**

Sens x-x

$$\frac{e}{l_x} \geq \left(\frac{M_{tx}}{20M_x}; \frac{3}{80} \right) \rightarrow 0.08 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.0017 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$0.076 > 0.037 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0.0017 > 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont satisfaites dans les deux sens, le calcul de la flèche est inutile.

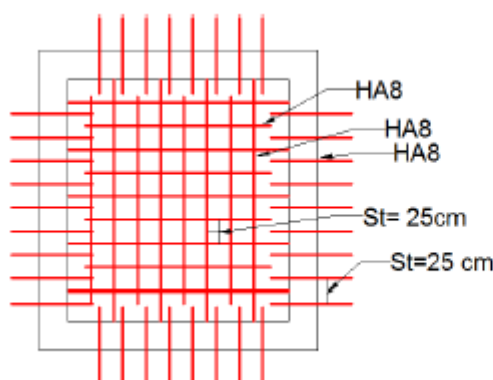
III.4.4. Schéma de ferrailage

Figure III.30.Ferrailage de la dalle au
Dessous

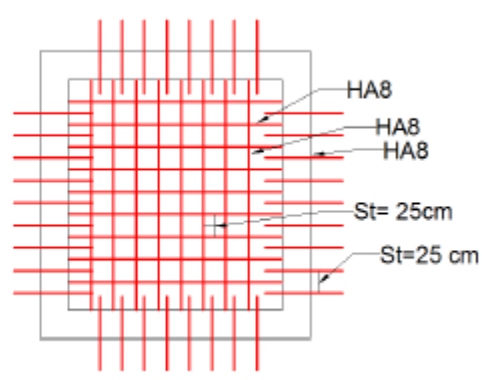
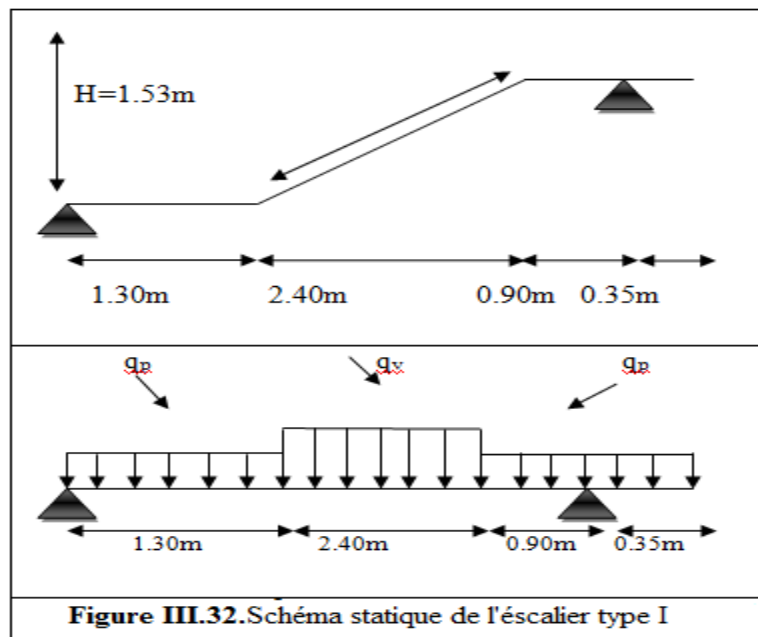


Figure III.31.Ferrailage de la dalle des
machine

III.5. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple, en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h . Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

III.5.1. Escalier à deux volées :



Remarque

D'après notre cas on a négligé la présence de la console (petite portée) car son moment ne soulage que très légèrement la travée.

❖ Les charges

Volée : $G_v = 8,55 \text{ KN/m}^2$. $Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Palier: $G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$.

❖ Combinaison de charges

✓ Sur la volée

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,55] + [1,5 \times 2,5] = 15,29 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,55 + 2,5] = 11,05 \text{ KN/ml}$.

✓ Sur le palier:

$$\text{ELU : } q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,18] + [1,5 \times 2,5] = 10,74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_p^s = G + Q = [5,18 + 2,5] = 5,68 \text{ KN/ml.}$$

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_B + R_A = [2,2 \times 10,74] + [2,4 \times 15,29] = 60,32 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{\left[\left(10,74 \times \frac{0,9^2}{2} \right) + 15,29 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 0,9 \right) + 10,74 \times 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 0,9 \right) \right]}{4,6}$$

$$\Rightarrow R_A = 29,69 \text{ KN} \quad \Rightarrow R_B = 60,32 - 29,69 = 30,64 \text{ KN}$$

ELS: de la même manière que à l'ELU on trouve:

$$\Rightarrow R_B^S = 22,06 \text{ KN} \quad ; R_A^S = 21,83 \text{ KN.}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 10,74x = 29,69 - 10,74x$$

$$T(0) = 29,69 \text{ KN}$$

$$T(1,30) = 15,73 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,37x^2 + 29,69x$$

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

$$M(1,30) = 29,52 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1,3 \text{ m} \leq x \leq 3,7 \text{ m}$$

$$T(x) = 29,69 - 10,74 \times 1,30 - 15,29(x - 1,30).$$

$$T(x) = -15,29x + 35,60$$

$$T(1,30) = 15,72 \text{ KN}$$

$$T(3,25) = -20,97 \text{ KN}$$

$$M(x) = -7,64x^2 + 35,59x - 3,84$$

$$M(1,30) = 29,51 \text{ KN.}$$

$$M(3,7) = 23,25 \text{ KN.m}$$

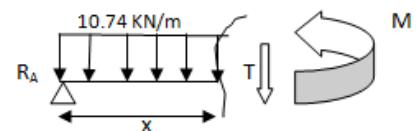


Figure.III.33.Premier tronçon

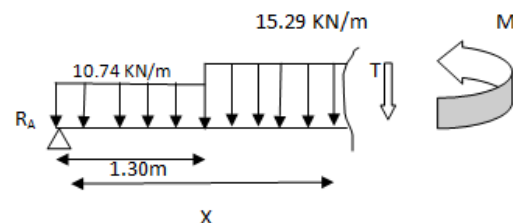


Figure.III.34.Deuxième tronçon

Calcul de l'extremum

$$\frac{dM}{dx} = -15,29x + 35,59 = 0 \Rightarrow x = 2,33m \in [1,3 ; 3,7]$$

On trouve : $M^{\max}(2,33) = 37,61 \text{ KN.m}$; $V^{\max} = R_B = 30,64 \text{ KN}$.

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\max} = 0,75 \times 37,61 = 28,21 \text{ KN.m} ; M_a^{\max} = -0,5 \times 37,61 = -18,81 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 16 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 14 \text{ cm}$.

Tableau III.45. Calcul de Ferraillage de l'escalier type I

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	28,21	0,101	0,134	0,132	6,12	1,69	6HA12=6,79	15
En appui	-18,81	0,067	0,087	0,135	4,01	1,69	4HA12=4,52	25

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{\max} = 30,64 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{30,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,19 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

$$\text{En travée : } A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{on choisit : } 4\text{HA8}/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{En appuis : } A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{on choisit : } 3\text{HA8}/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée.

❖ Calcul à l'ELS**➤ Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$q_v^s = G + Q = 8,55 + 2,5 = 11,05\text{KN/ml}.$$

$$q_p^s = G + Q = 5,18 + 2,5 = 7,68\text{KN/ml}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,33) = 27,12 \text{ KN.m}$$

Tableau III.46. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_s (Kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	20.34	0.0441	12226×10^{-8}	7.35	15	Vérifiée
Appui	13.56	0.0373	8.8809×10^{-8}	5.70	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{M_t}{20M_0} = 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifié.}$$

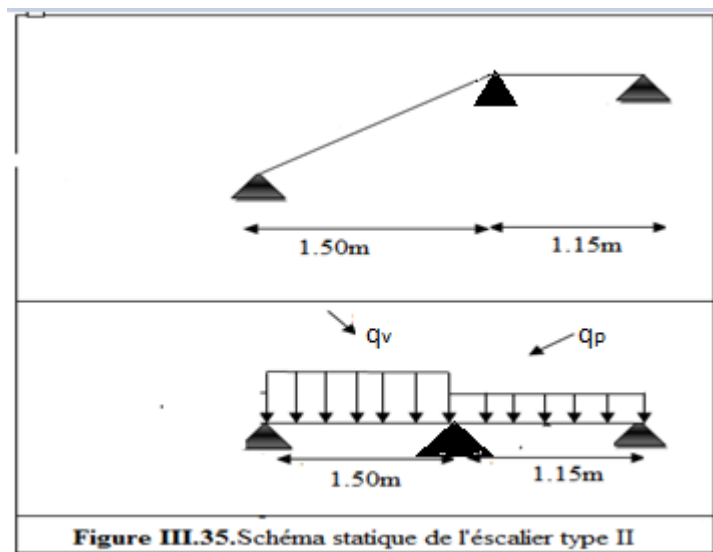
$$\frac{A}{b.d} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée d'où la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.47. Vérification de la flèche

Evaluation des charges						
q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)			q _{pser} (kn/ml)	
4.74		8.55			11.05	
Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
6.95		10.46			14.78	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.41	12225.8	0.0048	4.33	1.73	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
81.69		122.98			173.75	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvig} (cm ⁴)
0.0027	0.1807	0.3282	23593.5	133895	98581	181784
Evaluation des flèches						
f _{ij} (mm)		f _{ig} (mm)		f _{ip} (mm)		f _{vg} (mm)
0.17		0.45		0.87		1.01
Δf _t = 1.24mm < f _{adm} = 8.68mm						

III.5.2 Etude de l'escalier type 2



❖ Les charges

Volée : $G_v = 6.88 \text{ KN/m}^2$. $Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Palier: $G_p = 4.93 \text{ KN/m}^2$.

❖ Combinaison de charges

✓ Sur la volée

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 6.88] + [1,5 \times 2,5] = 13.04 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [6.88 + 2,5] = 9.38 \text{ KN/ml}$.

✓ Sur le palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 4.93] + [1,5 \times 2,5] = 10.40 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [4.93 + 2,5] = 7.43 \text{ KN/ml}$.

• Réaction d'appuis

Après utilisation de la méthode RDM on trouve

$$\begin{cases} R_A = 14.45 \text{ KN} \\ R = 17.05 \text{ KN} \\ M_0 = 10.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 7.52 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 M_0 = -5.01 \text{ KN.m} \\ V_{\text{ELU}} = 17.05 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 14) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 14 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 12 \text{ cm}$.

Tableau III.48. Calcul de ferraillage de l'escalier type II

zone	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	st
Travée	7.52	$\frac{0,03}{7}$	0,047	0,118	1.84	1,45	$\frac{3HA10=2.3}{6}$	15
En appui	5.01	$\frac{0,02}{5}$	0,031	0,119	1.22	1,45	$\frac{3HA10=2.3}{6}$	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 17.05 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armatures transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : $2HA8/\text{ml} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : $2HA8/\text{ml} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification des espacements: FPN donc :

Sens principal :

En travée : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

L'ELS :

$$\text{Après calcul on trouve : } \begin{cases} RA = 10.33 \text{ kn} \\ RB = 11.60 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o = 7.18 \text{ kn.m} \\ M_t = 5.38 \text{ kn.m} \\ M_a = -3.59 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tableau III.49. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Position	M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Observation
Travée	5.38	0.0258	3713.7×10 ⁻⁸	3.74	15	Vérifiée
Appui	-3.59	0.0258	3713.7×10 ⁻⁸	2.49	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.053 > \frac{M_t}{20M_o} = 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. Etude de la poutre palière

III.6.1. Poutre palière de l'escalier type I

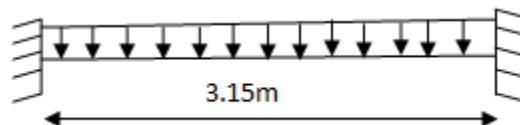


Figure III.36. Schéma statique de la poutre palière I

Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **CBA93** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 28.5 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm, } h = 40 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,4 = 3 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse :** $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 30.64 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 22.06 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

• Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 \times g_0 + R_{Bu} = 34.69 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 25.06 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments :

$$\text{travée : } M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{appui: } M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = 28.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 54.64 \text{ KN}$$

• Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.50. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	14.34	0.023	0.03	0.38	1.10	139
Appui	28.68	0.047	0.06	0.37	2.2	1.39

• Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{54.64 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.479 \text{ MPa}$$

• Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) \quad A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.118 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; -0.118 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -18.18 \times \frac{3.15}{2} = -29.62 \text{ KN.m}$$

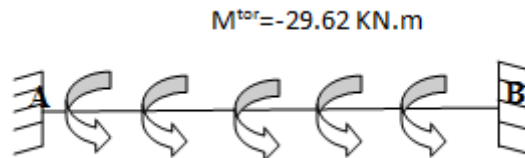


Figure III.37. Les moments de torsion sur la poutre palière I

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type I).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 777.60 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{29.62 \times 10^{-3} \times 1.4}{2 \times 0.07776 \times 348} = 7.66 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.82 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{29.62 \times 10^{-3}}{2 \times 0.07776 \times 0.0667} = 2.85 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.479^2 + 2.85^2} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Ferrailage globale

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.39 + \frac{7.66}{2} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 = 6.16 cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.22 + \frac{7.66}{2} = 6.05 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 = 6.16 cm²

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,82 = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

• Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 25.06 \text{ KN/m}$$

Moments :

$$\text{travée : } M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{appui: } M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = 20.72 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.51. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Observation
En travée	10.36	12.53	79614.02	1.63	15	Vérifiée
En appui	20.72	12.53	79614.02	3.26	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 40 \text{ cm} > 19.68 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.16 \text{ cm}^2 < 11.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 3,15 \text{ m} < 8$$

Schéma de ferrailage

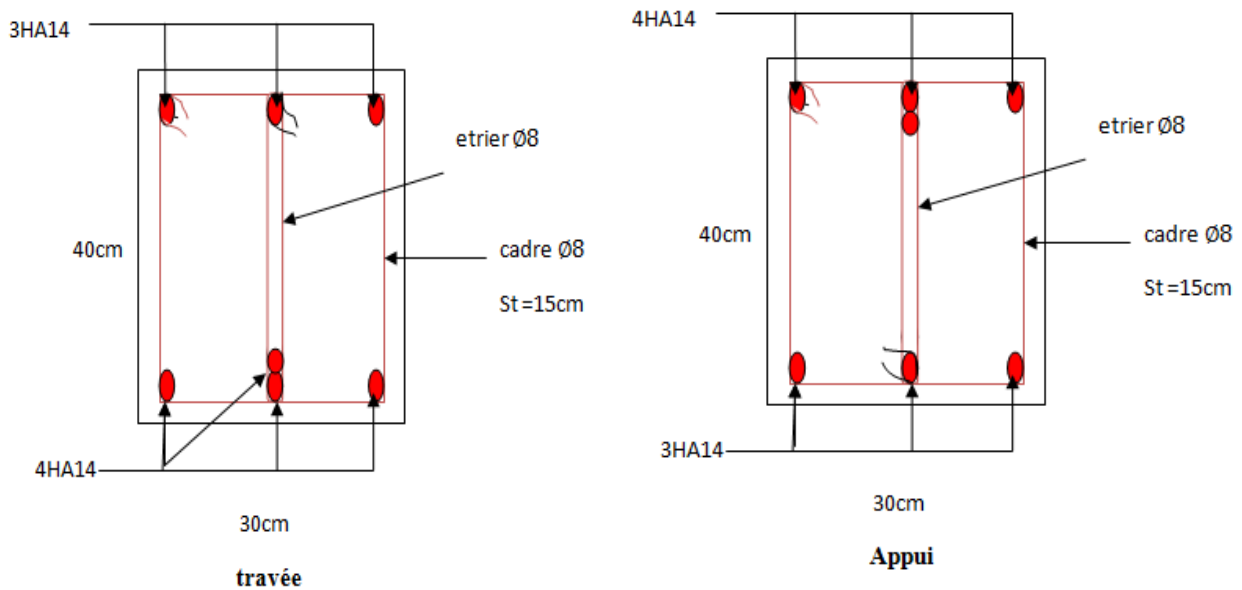


Figure III.38. Ferrailage de la poutre palière I

III.6.2. Etude de la poutre palière de l'escalier type II

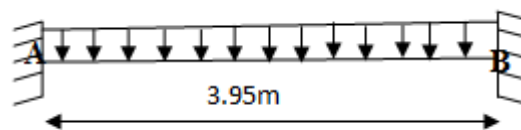


Figure III.39. Schéma statique de la poutre palière II

Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **CBA93** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 24.5\text{cm} \leq h \leq 36.5\text{cm}$$

- Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30\text{ cm, } h = 40\text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.4 = 3\text{ kN/m}$

- **Charge transmise de la paillasse** : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 17.05 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 11.60 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion** $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ **Calcul à la flexion simple**

- **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1.35 \times g_0 + R_{Bu} = 21.1 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 14.60 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments :

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 41.15 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_0 = 30.86 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -20.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 41.67 \text{ KN}$

- **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.52. Résultats de ferraillage de la poutre palière II (en F.S)

zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	30.86	0.05	0.064	0.37	2.40	1.39
Appui	20.57	0.033	0.043	0.37	1.58	1.39

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{41.67 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.365 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; -0.33 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -5.02 \times \frac{3.95}{2} = -9.91 \text{ KN.m}$$

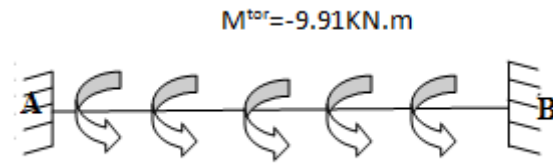


Figure III.40. Les moments de torsion sur la poutre palière II

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type II).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 777.60 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{9.91 \times 10^{-3} \times 1,4}{2 \times 0,07776 \times 348} = 2.56 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,27 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{9.91 \times 10^{-3}}{2 \times 0,07776 \times 0,0667} = 0.95 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.365^2 + 0.95^2} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.40 + \frac{2.56}{2} = 3.68 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.58 + \frac{2.56}{2} = 2.86 \text{ cm}^2$

Vérification des exigences de RPA des armatures longitudinales art (7.5.2.1)

$A_{min} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} > A_{st}$

$A_{max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} > A_{sa}$

Choix de ferraillage

Travée : 4HA14 = 6.16 cm²

Appuis : 4HA14 = 6.16 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 0.27 = 0.72 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier).

• **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 14.60 \text{ KN/m}$

Moments :

$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 28.47 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_0 = 21.35 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -14.24 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.53. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En travée	21.35	12.57	79614.02	3.37	15	Vérifiée
En appui	14.24	12.57	79614.02	2.25	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 29.62 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4.2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 6.16 \text{ cm}^2 < 11.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3.95 \text{ m} < 8$

Les deux conditions sont vérifiées d'où la vérification de la flèche est inutile

Schéma de ferrailage

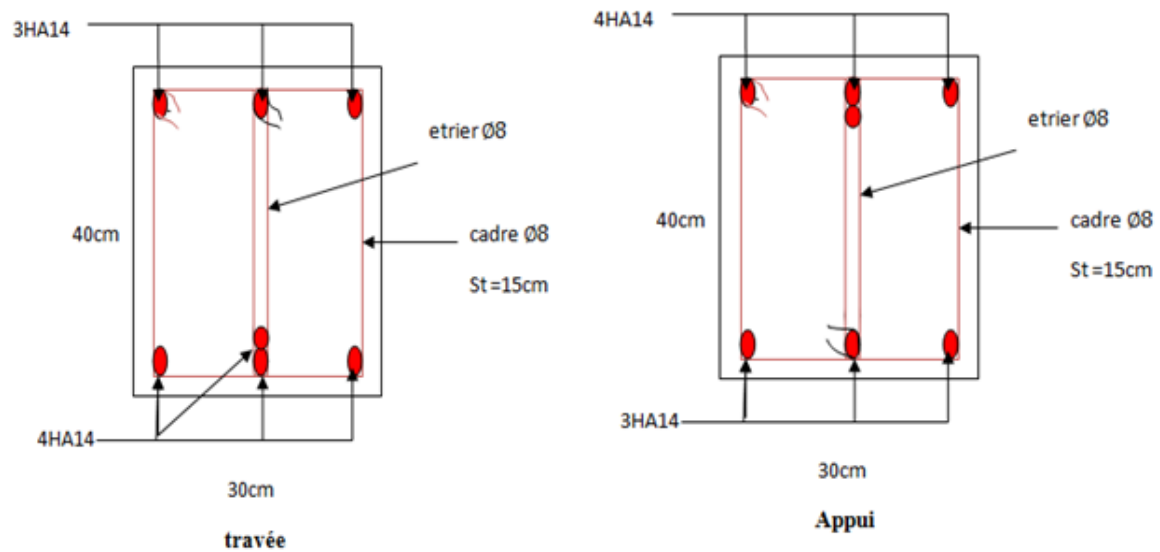


Figure III.41. schéma de ferrailage de la poutre palière II

III.6.3. Schéma de ferrailage des volées

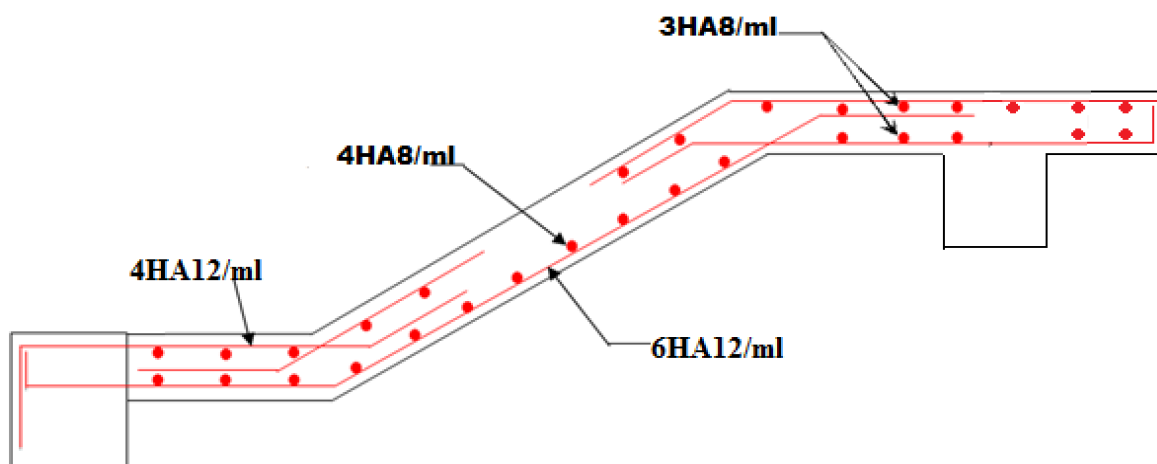


Figure III.42. Schéma de ferrailage de la volée Escalier type I

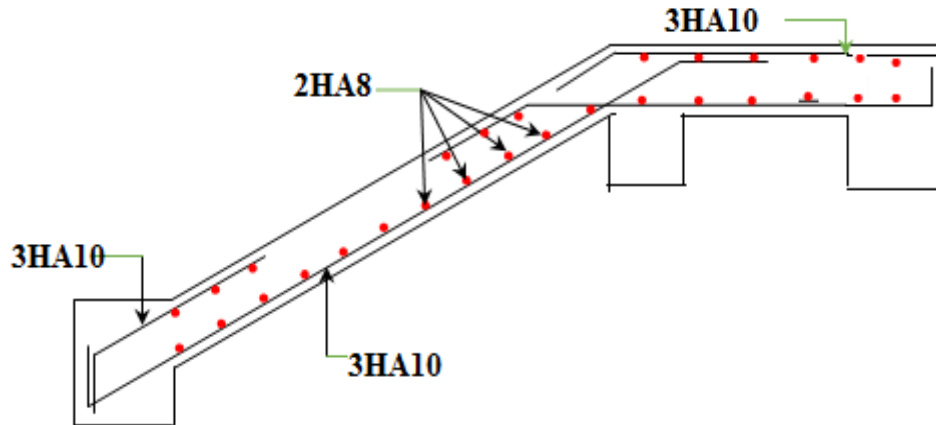


Figure III.43. Schéma de ferrailage de la volée Escalier type II

III.7. Etude de l'acrotère

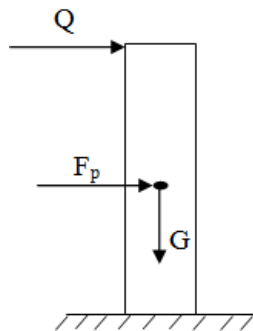


Figure III.44. Modèle de calcul de l'acrotère

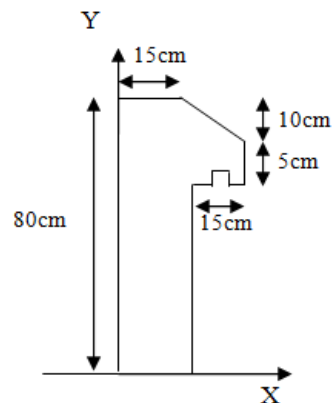


Figure III.45. Coupe transversale de l'acrotère

Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.135 = 3,375 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 0,36 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3,73 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,79 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 9,03 \text{ cm} \\ Y_G = 43,38 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,73 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,8 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.54. Combinaisons d'action de l'acrotère.

règlement	combinaison	M(KN.m)	N(KN)
ELA	G+Q+E	1.58	3.73
ELU	1.35G+1.5Q	1.2	5.03
ELS	G+Q	0.8	3.73

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{5,03} \times 10^2 = 24 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 13,33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, 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 (e_0) par (e) tel que :
 $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

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

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement pris égale à 2

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

l_f : Longueur de flambement qui est égale à $2l_0$

h_0 : hauteur de la section qui est égale à 15cm

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.6^3 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.0102 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.36 + 0.02 + 0.0102 = 0.39 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 5,03 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 5,03 \times 0.39 = 1.96 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

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

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$ avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.96 + 5.03 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 2.19 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.19 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,12^2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0138 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,119 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.53 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

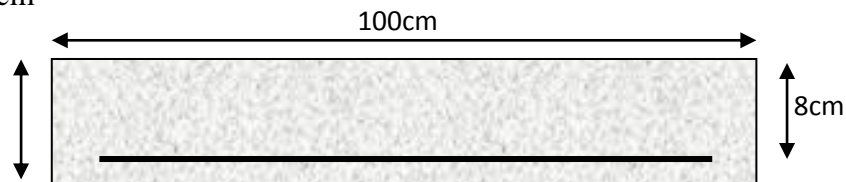


Figure III.46. Section de l'acrotère à ferrailer

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t^{\min} > A$ on ferraille avec A_t^{\min}

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm^2/ml

Sens secondaire : $A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm^2/ml

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 80/4 = 20 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU**✓ Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,0125 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,79 = 2,79 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ Vérifications à l'ELS**❖ Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$= 201,63 \text{ MPa avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = d - e_G = d - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,12 - 0,21 = -0,09 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

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

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0.0205 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = 0,00066 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0.84 \times 10^{-6} < 0$

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

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2717 \leq y_c \leq 0,3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 11.90 \text{ cm} \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -15.21 \text{ cm} \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 3.3 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,16 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 125,75^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 11.9 \text{ cm} \Rightarrow y = y_c + C = 11.9 - 9 = 2.9 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d-y) = 1.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \sigma_{bc} &= \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3,73 \times 10^{-3}}{9.12 \times 10^{-4}} \times 0,0429 = 0.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \\ &= 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d-y) = 15 \times \frac{3,73 \times 10^{-3}}{1.46 \times 10^{-4}} \times (12 - 2.9) \times 10^{-2} = 34.87 \text{ MPa} \\ &< \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

➤ Schéma de ferrailage

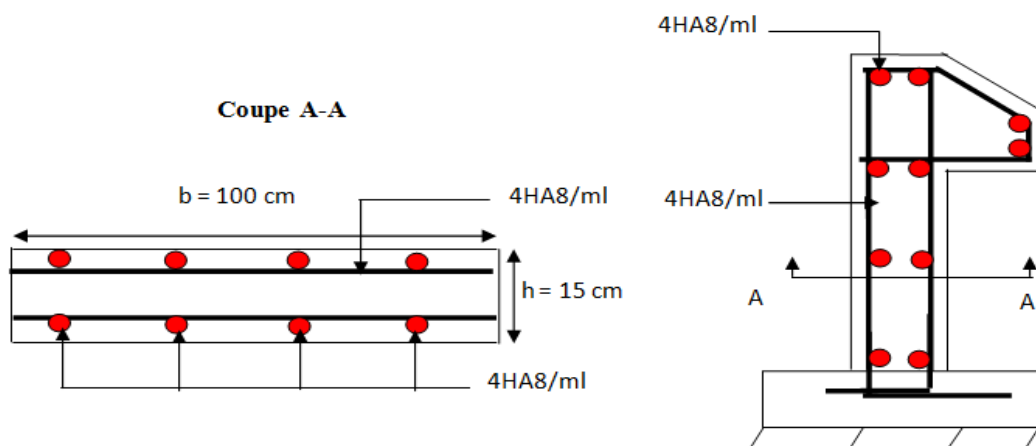


Figure III.47. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. Poutre de chainage

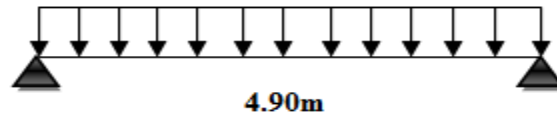


Figure III.48. Schéma statique de la poutre de chainage

Dimensionnement selon le BAEL :

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30,67\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

On prend : $h=40\text{ cm}$ et $b=30\text{ cm}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise aux charges suivantes :

G_p : Poids propre $G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3\text{ KN/ml}$

$$R = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times \frac{l_{ptrille}}{2} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times \frac{3,6}{2} = 17,70\text{ KN/ml}$$

R : la charge des poutrelles sur la poutre de chainage.

$$p_u = 17,7 + (1,35 \times 3) = 21,75\text{ KN/ml}$$

$$p_s = 17,7 + 3 = 20,7\text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{p_u \times l^2}{8} = 65,28\text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{p_s \times l^2}{8} = 62,13\text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU:**

$$M_t = 0,85M_u = 55,49\text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_u = -3,64\text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,45\text{cm}^2$$

Tableau III.55.Schéma de ferrailage de la poutre de chainage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
En travée	55,49	0,090	0,119	0,36	4,41	3HA14+1HA12 = 5,75
En appuis	-32,64	0,053	0,068	0,37	2,54	3HA12 = 3,39

➤ **Vérification a L'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,47 \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$V_u = P_u \frac{L}{2} = 53,29 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures transversal :**

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_l ; h/35 ; b/10) = \min(14; 40/35 ; 30/10) = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 1 cadre + 1 étrier de } \emptyset 10.$$

• **L'espace :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 34,2cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 0,8 \times 400}{0,3(0,47 - 0,3 \times 2,1)} = -2,09 \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 1,05 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau III.56.vérification de l'état limite de compression de béton

	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En travée	52,81	12	75570	8.51	15	vérifiée
En appuis	31,06	9.7	49850	6.09	15	vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0.081 < 0.085 \quad \text{vérifier} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{pas vérifiée}$$

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

$$j = G_{pch} + G_{cc-rev} \times l_0 = 3 + 3.55 \times 0.65 = 5.30 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 3 + 5.06 \times 0.65 = 6.29 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 3 + (5.06 + 1.5) \times 0.65 = 7.26 \text{ KN/ml}$$

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

Tableau III.57. Vérification de la flèche

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta_f(\text{mm})$	$\bar{f}(\text{mm})$	Observation
0.49	0.63	0.90	1.80	1.59	9.8	Vérifier

➤ **Schéma de ferrailage**

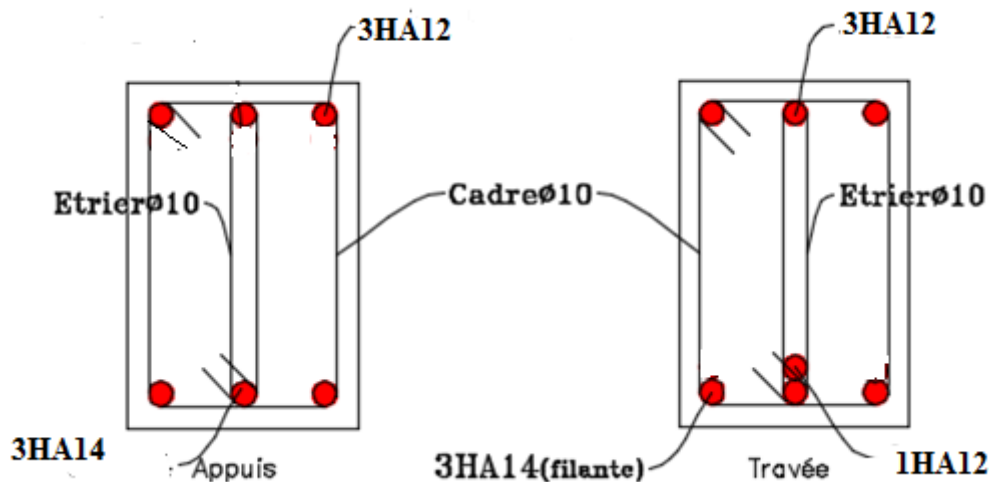


Figure III.49. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.9. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferraillées.

Notre projet comprend quatre types de dalles pleines : un, deux, trois et quatre appuis elles ont été étudiées et ferraillées avec les sollicitations les plus défavorables.

En suite, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferraillé la dalle du local des machines.

Notre structure présente deux types d'escaliers, à deux et une seule volée. Dans ce chapitre nous avons étudiés et ferraillés ces types.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferraillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier nous avons étudié et ferraillé la poutre de chaînage.



CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et Exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles + portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique

IV.3. Méthodes de calcul

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces

réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Condition d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus de 65 m en zone I et II_a et 30 m en zone II_b et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4. 1. 2)**.

IV.3.1.1. Calcul de l'effort sismique V statique

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

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa → **A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

RPA99 (Formule 4.4)

P_q : est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Observation	p_q/xx	Observation	P_q/yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	1.20		1.20	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

W: poids total de la structure :

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

→ **$W = 20727.7866 \text{ KN}$** . (Donnée par le logiciel ETABS).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **RPA99. Tableau 4.7.**

Dans notre cas le sol est ferme (site S2) : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\xi = 10 \%$ Pour un contreventement mixte.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.763 > 0.7.$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = \min (T_1 = C_T \cdot H_n^{3/4} ; T_2 = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{l}) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6 et 4-7)}$$

$$H_n = 32.22 \text{ m} \quad (\text{Hauteur totale de la structure})$$

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)

RPA99 (Tab.4-6)

$$\rightarrow T_1 = 0.68s$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20.55 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 16.05 \text{ m}$$

$$\rightarrow T_{2x} = 0.64 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_{2y} = 0.72 \text{ s}$$

$$\text{Sens x-x: } T_{x \text{ empirique}} = \min (T_1, T_{2x})$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0.64 \text{ s}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{y \text{ empirique}} = 0.68s$$

➤ Vérification de la période

Mode 1 :

$$T_{\text{dynamique}} = 0.76 \text{ s} < T_{y \text{ empirique}} \times 1.3 = 0.88 \text{ s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Mode 2 :

$$T_{\text{dynamique}} = 0.751 \text{ s} < T_{x \text{ empirique}} \times 1.3 = 0.83 \text{ s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.396 \\ D_y = 1.339 \end{cases}$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.396 \times 1.20}{5} \times 20727.79 = 1041.69kn$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.339 \times 1.20}{5} \times 20727.79 = 999.16kn$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **ETABS 16.02** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- ✓ La zone IIa.
- ✓ Groupe d'usage 2.
- ✓ Facteur de qualité de la structure $q_x = q_y = 1.20$
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure $R = 5$.

- ✓ Site ferme : S2.
- ✓ $\varepsilon=10\%$.

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

L'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA.

La disposition retenue est la suivante :

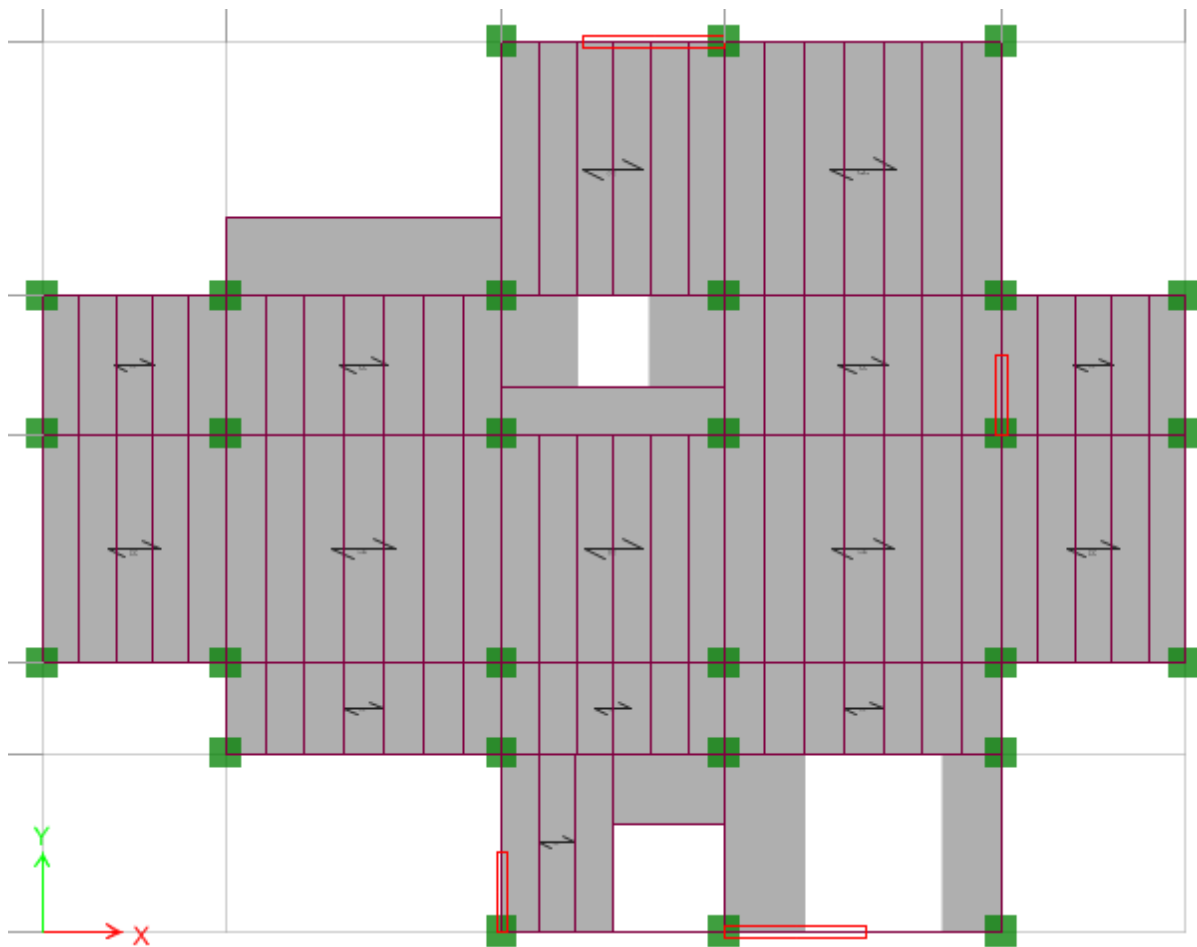


Figure IV.1. Disposition des voiles

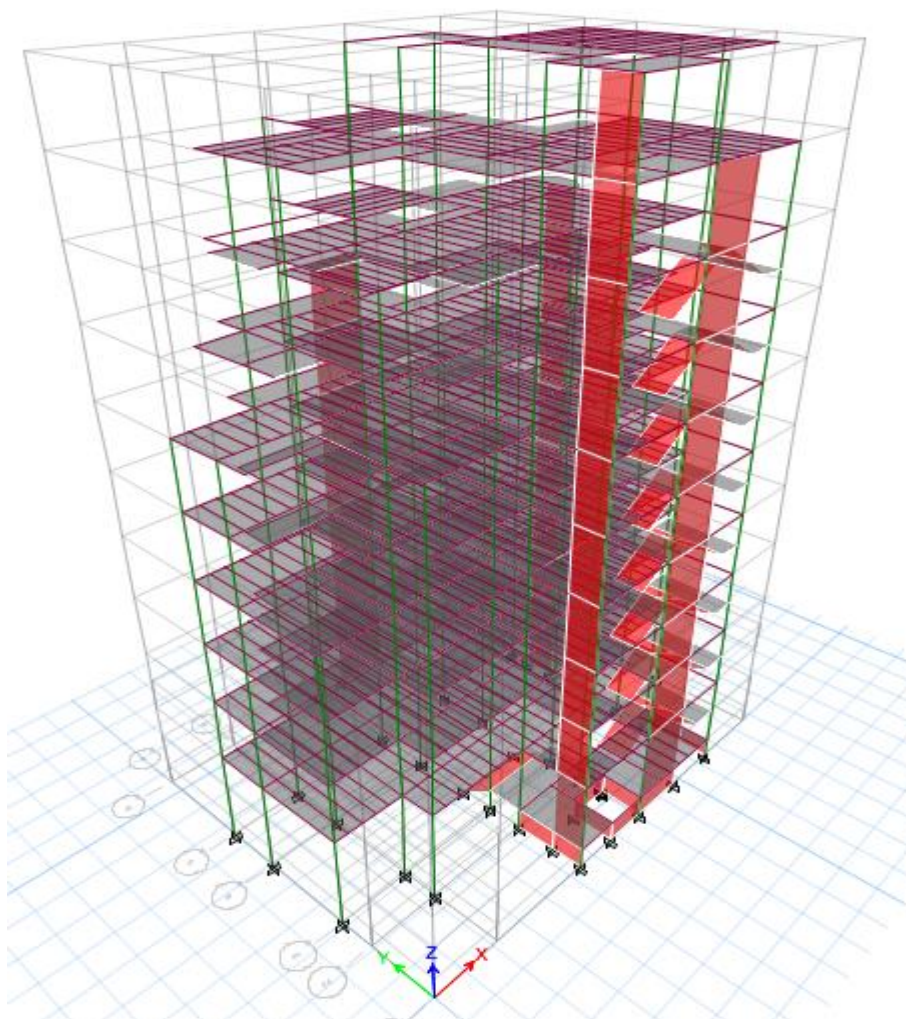


Figure IV.2. Vue en 3D

IV.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Le coefficient de participation massique correspond à l' $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

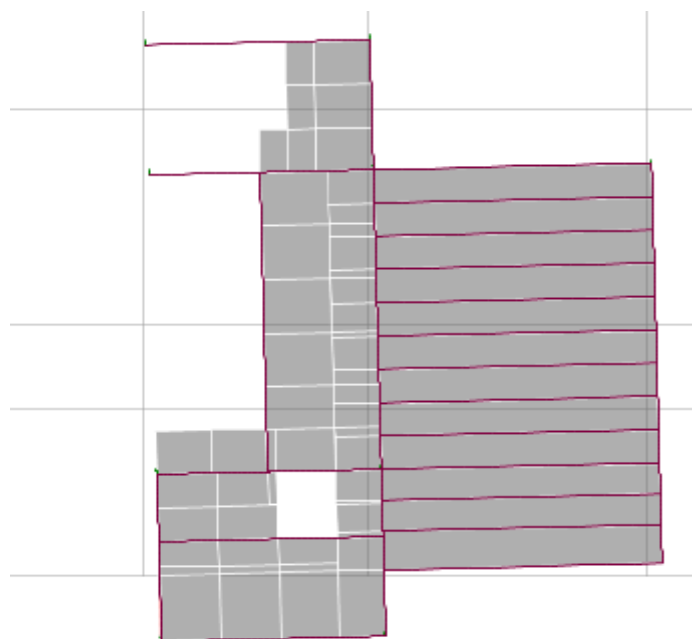
Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	(%) de la masse modale		(%) cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant y (Uy)	Suivant X (UX)	Suivant y (Uy)
1	0.76	0.84	71.99	0.84	71.99
2	0.751	71.18	0.84	72.03	72.83
3	0.553	0.01	1.56	72.04	74.38
4	0.279	2.02	10.70	74.06	85.09
5	0.274	10.19	2.50	84.25	87.59
6	0.21	0.78	0.13	85.03	87.72
7	0.158	4.44	1.23	89.47	88.95
8	0.157	1.16	4.04	90.63	92.99

NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x et y atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode.

IV.4.2. Analyse du comportement de la structure

**Figure IV.3.** 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe Y)

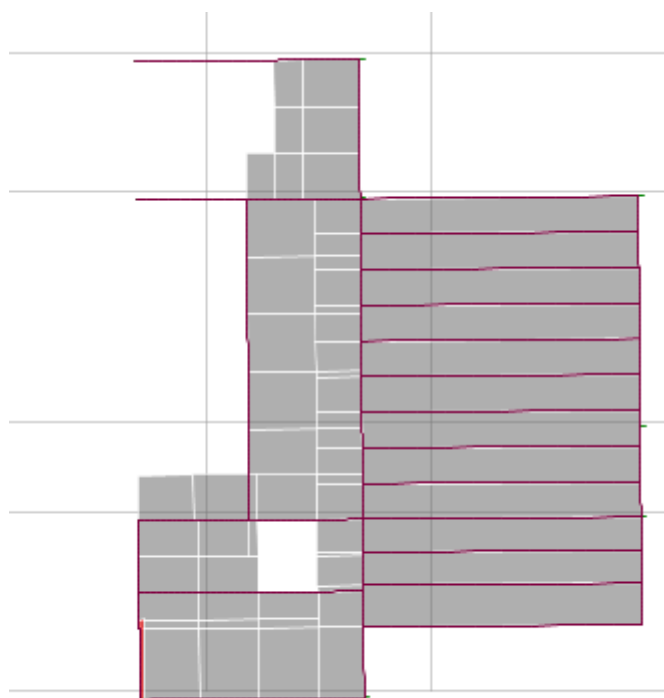


Figure IV.4. 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe X)

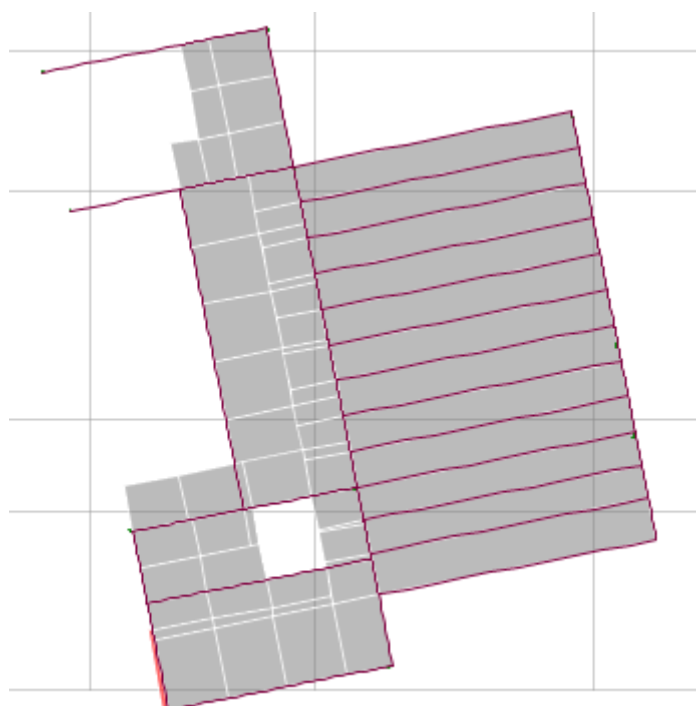


Figure IV.5. 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du 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} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	825.58	833.35	<i>Non. Vérifiée</i>
Sens Y-Y	790.78	799.33	<i>Non. Vérifiée</i>

Remarque :

Les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$.

$$\text{Sens y-y : } \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1.01$$

$$\text{Sens x-x : } \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1.01$$

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration.

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	842,25	833.35	<i>Vérifiée</i>
Sens Y-Y	840,72	799.33	<i>Vérifiée</i>

IV.4.4. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux (IV.4.), (IV.5.) Et (IV.6) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV.4.4.1. Sous charges verticales

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Niveau 10	671,4371	98,5765	770,014	87,20	12,80	<i>vérifiée</i>
Niveau 9	2163,3318	286,0106	2449,34	88,32	11,68	<i>vérifiée</i>
Niveau 8	3606,4145	579,2745	4185,69	86,16	13,84	<i>vérifiée</i>
Niveau 7	5409,4146	976,3817	6385,8	84,71	15,29	<i>vérifiée</i>
Niveau 6	7445,4081	1292,126	8737,53	85,21	14,79	<i>vérifiée</i>
Niveau 5	9708,1531	1582,2234	11290,4	85,99	14,01	<i>vérifiée</i>
Niveau 4	12117,21	1845,3222	13962,5	86,78	13,22	<i>vérifiée</i>
Niveau 3	14568,714	2101,7501	16670,5	87,39	12,61	<i>vérifiée</i>
Niveau 2	16956,702	2422,295	19379	87,50	12,50	<i>vérifiée</i>
Niveau 1	18495,011	4447,9621	22943	80,61	19,39	<i>vérifiée</i>

IV.4.4.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales sens x-x.

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Pourcentages repris (%)</i>		<i>Observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	
<i>Niveau 10</i>	72,4486	12,2208	84,6694	85,57	14,43	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	156,7086	49,8413	206,55	75,87	24,13	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	226,2323	45,1082	271,341	83,38	16,62	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	253,6713	123,372	377,043	67,28	32,72	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	355,031	116,2573	471,288	75,33	24,67	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	389,6758	172,8433	562,519	69,27	30,73	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	450,7839	192,3894	643,173	70,09	29,91	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	455,3163	253,9101	709,226	64,20	35,80	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	465,2762	299,9041	765,18	60,81	39,19	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 1</i>	176,3078	558,8167	735,125	23,98	76,02	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales sens y-y.

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Pourcentages repris (%)</i>		<i>Observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	
<i>Niveau 10</i>	62,9001	12,3933	75,2934	83,54	16,46	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	152,8185	39,6803	192,499	79,39	20,61	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	196,3518	53,8021	250,154	78,49	21,51	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	273,9148	71,6597	345,575	79,26	20,74	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	342,5343	92,6996	435,234	78,70	21,30	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	433,1933	85,4964	518,69	83,52	16,48	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	471,0744	122,1856	593,26	79,40	20,60	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	522,2635	131,5713	653,835	79,88	20,12	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	583,2577	117,0666	700,324	83,28	16,72	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 1</i>	100,4112	604,276	704,687	14,25	85,75	<i>vérifiée</i>

Remarque :

D'après l'article 7.4.3.2 de RPA99/2003

Les poteaux courts d'une manière générale amènent a de grave désordre a l'occasion de séisme, même modéré. si leur usage ne peut être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiels de l'effort horizontal.

Observation :

Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système approprié est un système mixte avec interaction voiles – portiques.

IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_{rd} : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Aire (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPA

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.

<i>Niveaux</i>	La section adoptée (cm ²)			<i>N (KN)</i>	<i>v</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>			
<i>Niveau 1</i>	55	60	3300	1774.6167	0,215	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	55	55	3025,00	1561.4046	0,206	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	55	55	3025	1370.2908	0,181	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	50	55	2750	1183.3418	0,172	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	50	50	2500	1002.705	0,160	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	45	50	2250	827.5644	0,147	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	45	45	2025	663.9295	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	40	45	1800	527.038	0,117	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	40	40	1600	494.9693	0,124	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 10</i>	35	40	1400	225.8847	0,065	<i>vérifiée</i>

IV.4.6. Vérification des déplacements

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 :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad ; \quad \delta_K = R \delta_{ex}$$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**.

δ_{ex} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs (x-x)

Niveaux	δ_{ek}	δ_K	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Niveau 1	0,0911	0,456	0	0,46	468,0	0,097	<i>vérifiée</i>
Niveau 2	0,2107	1,054	0,456	0,60	306,0	0,195	<i>vérifiée</i>
Niveau 3	0,3485	1,743	1,054	0,69	306,0	0,225	<i>vérifiée</i>
Niveau 4	0,4913	2,457	1,743	0,71	306,0	0,233	<i>vérifiée</i>
Niveau 5	0,6342	3,171	2,457	0,71	306,0	0,233	<i>vérifiée</i>
Niveau 6	0,7707	3,854	3,171	0,68	306,0	0,223	<i>vérifiée</i>
Niveau 7	0,9029	4,515	3,854	0,66	306,0	0,216	<i>vérifiée</i>
Niveau 8	1,0373	5,187	4,515	0,67	306,0	0,220	<i>vérifiée</i>
Niveau 9	1,1706	5,853	5,187	0,67	306,0	0,218	<i>vérifiée</i>
Niveau10	1,2143	6,072	5,853	0,22	306,0	0,071	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs (y-y)

<i>Niveaux</i>	δ_{ek}	δ_K	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	<i>Observation</i>
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
<i>Niveau 1</i>	0,1107	0,554	0	0,55	468,0	0,118	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	0,2405	1,203	0,554	0,65	306,0	0,212	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	0,3778	1,889	1,203	0,69	306,0	0,224	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	0,5177	2,589	1,889	0,70	306,0	0,229	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	0,6487	3,244	2,589	0,66	306,0	0,214	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	0,7867	3,934	3,244	0,69	306,0	0,225	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	0,8964	4,482	3,934	0,55	306,0	0,179	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	1,012	5,060	4,482	0,58	306,0	0,189	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	1,1393	5,697	5,060	0,64	306,0	0,208	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau10</i>	1.1599	5,800	5,697	0,10	306,0	0,034	<i>vérifiée</i>

D'après les tableaux ci-dessous, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k^{max} = 0,71cm < 0,01 \times h_k = 3,6cm$$

IV.4.7. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2ième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k : Hauteur d'étage.

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après

Tableau IV.11. Vérification des effets P- Δ (x-x)

<i>Niveaux</i>	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	<i>Observation</i>
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
<i>Niveau 1</i>	468,0	20727,787	0,46	842,2545	0,024	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	306,0	17417,1	0,6	817,2183	0,042	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	306,0	14982,55	0,69	772,9215	0,044	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	306,0	12547,978	0,71	708,3875	0,041	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	306,0	10153,0	0,71	625,7806	0,038	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	306,0	7866,9	0,68	528,9335	0,033	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	306,0	5758,5	0,66	424,4076	0,029	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	306,0	3802,6	0,67	313,424	0,027	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	306,0	2242,8	0,67	207,8716	0,024	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 10</i>	306,0	715,5	0,22	77,2183	0,007	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.12. Vérification des effets P- Δ (y-y)

<i>Niveaux</i>	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	<i>Observation</i>
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
<i>Niveau 1</i>	468,0	20727,787	0,55	840,7206	0,029	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 2</i>	306,0	17417,1	0,65	811,0951	0,046	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 3</i>	306,0	14982,55	0,69	762,1818	0,044	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 4</i>	306,0	12547,978	0,7	695,1085	0,041	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 5</i>	306,0	10153,0	0,66	611,5926	0,036	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 6</i>	306,0	7866,9	0,69	517,8686	0,034	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 7</i>	306,0	5758,5	0,55	416,1622	0,025	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 8</i>	306,0	3802,6	0,58	305,4257	0,024	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 9</i>	306,0	2242,8	0,64	202,3435	0,023	<i>vérifiée</i>
<i>Niveau 10</i>	306,0	715,5	0,1	72,6338	0,003	<i>vérifiée</i>

La condition $\theta_k < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

IV.5.Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, principalement la disposition des voiles adéquate.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003 (vérification de taux de participation massique, effet P- Δ , ainsi que les déplacements relatifs)

Les dimensions définitives des éléments poteaux sont :

Tableau IV.13. Les sections finales des poteaux

Etages	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
(b×h)	60×55	55×55	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres :**V.1.1. Introduction:**

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.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le CBA93 et RPA99 Version 2003 suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

On a quatre types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×40).
- Poutres secondaires (30×40).
- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×45).

V.1.2. Recommandations du RPA99/2003 :**V.1.2.1. Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm \quad RPA99/2003(article 7.5.1)$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

V.1.2.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_{min}=0.5\% \ b \times h$.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
 - Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ en zone II_a
 - Avec ϕ_{max} : est le diamètre minimale utilisé
 - 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 côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée 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.
- Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante .}$$

- La valeur du diamètre \emptyset_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.1.3. Calcul du ferrailage :

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres principales du RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres poutres seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Avec les sollicitations suivantes :
$$\begin{cases} M_a = -75.77 \text{ KN.m.} \\ M_t = 62.75 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75.75 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,099 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,099 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099}) = 0,131 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,350m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{75.77 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} \times 10^4 = 5.40 cm^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.75 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,082 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,082 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082}) = 0,108 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,354m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{62.75 \times 10^{-3}}{0,354 \times 348} \times 10^4 = 4.43 cm^2$$

Tableau V.1. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Types de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone nodale	Zone de recouvrement
Poutres principales	(30×45)	6.75	54	81
Poutres principales	(30×40)	6	48	72
Poutres secondaires	(30×45)	6.75	54	81
Poutres secondaires	(30×40)	6	48	72

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS2016.

Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales (30×40)

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	62.75	4.43	4.62	6	3HA14
	Appui	-75.77	5.40	5.75	6	3HA14+1HA12
Etages 1	Travée	74.38	5.30	5.75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-86.81	6.25	6.88	6	3HA14+2HA12
Etages 2	Travée	73.87	5.26	5.75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-85.86	6.17	6.88	6	3HA14+2HA12
Etages 3	Travée	67.35	4.77	5.75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-79.66	5.70	6.16	6	4HA14
Etages 4	Travée	58.68	4.13	5.75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-72.84	5.18	5.75	6	3HA14+1HA12
Etages 5	Travée	52.04	3.65	4.21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-67.63	4.79	5.75	6	3HA14+1HA12
Etages 6	Travée	44.15	3.07	3.39	6	3HA12
	Appui	-67.71	4.80	5.75	6	3HA14+1HA12
Etages 7	Travée	38.50	3.10	3.39	6	3HA12
	Appui	-68.62	4.87	5.75	6	3HA14+1HA12
1 ^{er} niveau duplex	Travée	42.76	3.45	4.21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-54.73	3.84	4.21	6	2HA14+1HA12
2 ^{ème} niveau duplex	Travée	25.90	2.06	3.39	6	3HA12
	Appui	-43.22	3.49	4.21	6	2HA14+1HA12

Tableau V.3. Ferrailage des poutres secondaires (30×40)

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	76.41	5.45	5.75	6	3HA14+1HA12
	appui	-82.47	5.91	6.79	6	6HA12
Etages 1	Travée	70.87	5.03	5.75	6	3HA14+1HA12
	appui	-83.14	5.96	6.79	6	6HA12
Etages 2	Travée	67.74	4.80	5.75	6	3HA14+1HA12
	appui	-82.62	5.92	6.79	6	6HA12
Etages 3	Travée	59.95	4.22	5.75	6	3HA14+1HA12
	appui	-79.48	5.68	6.79	6	6HA12
Etages 4	Travée	50.83	3.56	4.21	6	2HA14+1HA12
	appui	-75.42	5.38	6.79	6	6HA12
Etages 5	Travée	41.53	2.89	3.39	6	3HA12
	appui	-71.33	5.07	6.79	6	6HA12
Etages 6	Travée	37.57	2.60	3.39	6	3HA12
	appui	-67.65	4.79	6.79	6	6HA12
Etages 7	Travée	40.99	2.85	3.39	6	3HA12
	appui	-68.06	4.83	6.79	6	6HA12
1 ^{er} niv duplexe	Travée	34.99	2.82	3.39	6	3HA12
	appui	-45.95	3.20	6.79	6	6HA12
2 ^{ème} niv duplexe	Travée	38.58	3.10	3.39	6	3HA12
	appui	-29.05	2.00	6.79	6	6HA12

Tableau V.4. Les sollicitations les plus défavorables poutres (30× 45)

	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Pp (30*45)	Travée	59.05	4.21	5.75	6.75	3HA14+1HA12
	Appui	-59.73	4.26	5.75	6.75	3HA14+1HA12
Ps (30.45)	Travée	74.20	5.35	5.75	6.75	3HA14+1HA12
	appui	-73.82	5.33	6.79	6.75	6HA12

V.1.3.1. Armatures transversales**❖ Calcul de ϕ_t**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 12,86 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 12,86 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier) pour toutes les poutres.

❖ Calcul des espacements St

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

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad P(30 \times 40)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad P(30 \times 45)$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad P(30 \times 40)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad P(30 \times 45)$$

V.1.3.2. Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ *Vérifiée*

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**➤ **Vérifications nécessaires**

- Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.
- Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres principales (30×45): $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires (30×45): $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

V.1.4.Vérifications à l'ELU**Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow P(30 * 40) \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow P(30 * 45) \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,52 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,52 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus sollicitées

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5.Vérification des contraintes tangentielles P (30×40)

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	100.03	0.90	3,33	Vérifiée
Secondaires	142.01	1.28	3,33	Vérifiée

Tableau V.6.Vérification des contraintes tangentielles P (30×45)

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	85.17	0.67	3,33	Vérifiée
Secondaires	88.02	0.70	3,33	Vérifiée

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

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.7.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement P (30×40)

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	100.03	-86.81	6.88	2.87	- 4.62	Vérifiée
Secondaires	142.01	-.83.14	6.79	4.08	- 3,09	Vérifiée

Tableau V.8. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement P (30×45)

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	85.17	-59.73	5.75	2.47	- 2.09	Vérifiée
Secondaires	88.02	-.73.82	6.79	2.53	- 3,08	Vérifiée

V.1.5.Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tableau V.9.Vérification de l'état limite de compression du béton(PP)

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
RDC	Travée	27.26	4.62	10.97	60156	4.97	15	Vérifiée
	Appui	-38.08	5.75	11.99	71186	6.41	15	Vérifiée
Etagel	Travée	27.34	5.75	11.99	71186	4.61	15	Vérifiée
	Appui	-41.67	6.88	12.88	81406	6.59	15	Vérifiée
Etag2	Travée	27.66	5.75	11.99	71186	4.66	15	Vérifiée
	Appui	-43.21	6.88	12.88	81406	6.84	15	Vérifiée
Etag3	Travée	27.99	5.75	11.99	71186	4.71	15	Vérifiée
	Appui	-44.46	6.16	12.33	74981	7.31	15	Vérifiée
Etag4	Travée	28.38	5.75	11.99	71186	4.78	15	Vérifiée
	Appui	-47.20	5.75	11.99	71186	7.95	15	Vérifiée
Etag5	Travée	26.91	4.21	10.55	55922	5.08	15	Vérifiée
	Appui	-47.58	5.75	11.99	71186	8.01	15	Vérifiée
Etag6	Travée	26.99	3.39	9.63	47023	5.53	15	Vérifiée
	Appui	48.11	5.75	11.99	71186	8.10	15	Vérifiée
Etag7	Travée	27.89	3.39	9.63	47023	5.71	15	Vérifiée
	Appui	-47.34	5.75	11.99	71186	7.97	15	Vérifiée
1 ^{er} niveau	Travée	31.17	4.21	10.55	55922	5.88	15	Vérifiée

duplex	Appui	-38.80	4.21	10.55	55922	7.32	15	Vérifiée
2 ^{ème} niveau duplex	Travée	18.91	3.39	9.63	47023	3.87	15	Vérifiée
	Appui	-31.63	4.21	10.55	55922	5.97	15	Vérifiée

Tableau V.10. Vérification de l'état limite de compression du béton(PS)

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
RDC	Travée	11.76	5.75	11.99	71186	1.98	15	Vérifiée
	Appui	-16.21	6.79	13.02	85626	2.47	15	Vérifiée
Etagel	Travée	13.41	5.75	11.99	71186	2.26	15	Vérifiée
	Appui	-17.75	6.79	13.02	85626	2.70	15	Vérifiée
Etagel2	Travée	14.79	5.75	11.99	71186	2.49	15	Vérifiée
	Appui	-20.39	6.79	13.02	85626	3.10	15	Vérifiée
Etagel3	Travée	15.93	5.75	11.99	71186	2.68	15	Vérifiée
	Appui	-23.11	6.79	13.02	85626	3.51	15	Vérifiée
Etagel4	Travée	16.85	4.21	10.55	55922	3.18	15	Vérifiée
	Appui	-24.82	6.79	13.02	85626	3.77	15	Vérifiée
Etagel5	Travée	18.24	3.39	9.63	47023	3.74	15	Vérifiée
	Appui	-28.24	6.79	13.02	85626	4.30	15	Vérifiée
Etagel6	Travée	18.49	3.39	9.63	47023	3.79	15	Vérifiée
	Appui	-29.10	6.79	13.02	85626	4.43	15	Vérifiée
Etagel7	Travée	19.68	3.39	9.63	47023	4.03	15	Vérifiée
	Appui	-29.38	6.79	13.02	85626	4.47	15	Vérifiée
1er niv	Travée	25.44	3.39	9.63	47023	5.21	15	Vérifiée

duplex	Appui	-26.64	6.79	13.02	85626	4.05	15	Vérifiée
2 ^{ème} niv duplex	Travée	28.34	3.39	9.63	47023	5.80	15	Vérifiée
	Appui	-19.49	6.79	13.02	85626	2.96	15	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton PP

poutre	localisation	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte		observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Pp (30×45)	Travée	43.15	5.75	12.93	94504	5,90	15	vérifiée
	appui	-43.65	5,75	12,93	94504	5,97	15	vérifiée

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton (PS)

poutre	localisation	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte		observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Ps (30×45)	Travée	54,05	5.75	12.93	94504	7,39	15	vérifiée
	appui	-53,76	6,79	14.03	113095	6.66	15	vérifiée

➤ **vérification de l'état limite de déformation**

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{ht}{l} \geq 116$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq 4. \frac{2}{f_e}$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de déformation P (30×40)

Poutres	Ht(cm)	B(cm)	L(m)	$ht/l \geq 1/16$	$ht/L \geq Mt/(10.M_0)$	$As/(b_0.d) \leq 4.2/f_e$
PP	40	30	4.9	$0.087 \geq 0.06$	$0.087 \geq 0.075$	$0.0094 \leq 0.01$
PS	40	30	4.5	$0.089 \geq 0.06$	$0.089 \geq 0.075$	$0.0050 \leq 0.01$
				Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de déformation P (30×45)

Poutres	Ht (cm)	B (cm)	L(m)	$ht/l \geq 1/16$	$ht/L \geq M_t/(10.M_0)$	$A_s/(b_0.d) \leq 4.2/f_e$
PP	45	30	5.65	$0.079 \geq 0.06$	$0.079 \geq 0.075$	$0.009 \leq 0.01$
PS	45	30	5.65	$0.079 \geq 0.06$	$0.079 \geq 0.075$	$0.005 \leq 0.01$
				Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003), CBA93.**

$$\checkmark \quad 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(1)$$

$$\checkmark \quad G + Q \dots\dots\dots(2)$$

$$\checkmark \quad G + Q + E \dots\dots\dots(3)$$

$$\checkmark \quad G + Q - E \dots\dots\dots(4)$$

$$\checkmark \quad 0.8 G + E \dots\dots\dots(5)$$

$$\checkmark \quad 0.8 G - E \dots\dots\dots(6)$$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après : (Article 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

V.2.1.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)
 - ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
 - ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
 - ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
 - ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
 - ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
 - ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).
 - ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

V^{max} : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t: L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$ zone IIa
- Dans la zone courante : : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (b_1 \times t)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (b_1 \times t)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.15. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	1774.62	3.12	-339.54	38.23	60.01	337.66	-67.41
Etage1	1561.40	13.61	-89.00	52.91	-78.00	658.17	49.12
Etage 2	1370.29	19.26	-56.75	42.99	-71.26	675.94	48.35
Etage 3	1183.34	17.32	-25.06	45.98	-62.12	586.63	46.42
Etage 4	1002.71	18.54	-10.39	38.80	-62.41	317.62	-42.83
Etages 5	827.56	16.96	-0.79	34.65	-59.39	405.57	-41.13
Etages 6	663.89	18.62	4.14	26.44	-49.68	360.25	-33.41
Etages 7	527.04	2.56	7.25	21.40	53.21	36.68	36.03
Etage 8	494.97	-8.24	9.09	15.73	-4635	85.99	-36.75
Etage 9	225.88	-28.87	-20.14	-9.86	45.69	128.98	32.60

V.2.3. Ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

- Exemple de calcul

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

Données :

Soit : $N_{\min} = 337,66 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 60,01 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

$e_G = \frac{M}{N} = 0,178 < \frac{h}{2} = 0,3 \Rightarrow$ le centre de pression a l'intérieure de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est a l'intérieure de la section

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 151,18 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 31,16 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1061,38 \text{ KN.m}$$

$$31,16 \text{ KN.m} < 1061,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{151,18 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,55 \times 0,57^2} = 0,046$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,058 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,557 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -1,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Tableau V.16. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	60×55	S.P.C	6.16	26.40	26.51	4HA16+12HA14
Etage 1 ; 2	55×55	S.P.C	3.73	24.20	24.63	16HA14
Etage 3	50×55	S.P.C	2.56	22	22.99	12HA14+4HA12
Etage 4	50×50	S.P.C	2.22	20	21.37	8HA14+8HA12

Etage 5	50×45	S.P.C	1.87	18	18.10	16HA12
Etage 6	45×45	S.P.C	1.53	16.20	18.10	16HA12
Etage 7	45×40	S.P.C	1.19	14.4	18,10	16HA12
Etage 8	40×40	S.P.C	0.95	12.80	13.57	12HA12
Etage 9	35×40	S.P.C	0.40	11.2	13.57	12HA12

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau V-18

Tableaux V.17. Ferrailage transversales des poteaux

	RDC	Etage 1et2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Sections	60×55	55×55	50×55	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35
$\phi_l^{min}(cm)$	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
$l_f (cm)$	299.6	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	4.993	3.385	3.385	3.724	3.724	4.138	4.138	4.655	4.655
$V(KN)$	67.41	49.12	46.42	42.83	41.13	33.41	36.03	36.75	32.60
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t(cm^2)$	1.58	1.26	1.19	1.20	1.16	1.04	1.13	1.29	1.15
$A_t^{min}(cm^2)$	2.489	5.805	5.278	5.017	4.178	3.479	3.093	2.317	2.028
$A_t^{adop}(cm^2)$	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	4,02	3.58	3.02	3.02
Nombre des cadres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8	2HA10+4HA8	6HA8	6HA8

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

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications :

V.2.4.1. Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (Art B.8.2.1), 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 :

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

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

Tableau V.18. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
RDC	1775.6167	0.159	18.84	0.80	0.3074	0.1	Vérifiée
étage 1,2	1561.4046	0.159	11.71	0.83	0.2809	0.085	Vérifiée
étage 3	1183.3418	0.144	12.93	0.83	0.2544	0.065	Vérifiée
étage 4	1002.705	0.144	12.93	0.83	0.2304	0.055	Vérifiée
étage 5	827.5644	0.129	14.43	0.82	0.2064	0.046	Vérifiée
étage 6	663.9295	0.129	14.43	0.82	0.1849	0.037	Vérifiée
Etage 7	527.038	0.115	16.19	0.80	0.1634	0.030	Vérifiée
Etage 8	494.9693	0.115	16.19	0.80	0.1444	0.026	Vérifiée
Etage 9	225.8847	0.101	18.43	0.80	0.1254	0.013	Vérifiée

Commentaire : La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

V.2.4.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peut nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Ces vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

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

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

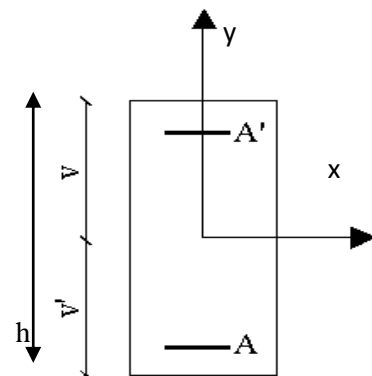


Figure V.1 Section d'un poteau

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

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

Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	étage 1,2	étage 3	étage 4	étage 5	étage 6	Etage 7	1 ^{er} niveau duplex	2 ^{ème} niveau duplex
Sections	60×55	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35
d (cm)	0.57	52	52	47	47	42	42	37	37
A' (cm ²)	26.51	24.63	22.99	21.57	18.10	18.10	15.21	13.57	13.57
A (cm ²)	26.51	24.63	22.99	21.57	18.10	18.10	15.21	13.57	13.57
S (m ²)	0.40953	0.37639	0.34397	0.31471	0.2793	0.2568	0.22563	0.20071	0.18071
V (cm)	30	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5	20	20
V' (cm)	30	27.5	27.5	25	25	22.5	22.5	20	20
I _{yy'} (m ⁴)	0.01569	0.0121	0.011	0.0083	0.00732	0.00548	0.00477	0.00331	0.00304
N _{ser} (KN)	958.16	669.64	464.99	488.53	387.35	163.06	55.21	82.69	131.7
M _{ser} (KN.m)	21.09	25.47	25.29	24.94	28.63	22.62	30.90	30.10	32.49
M _{serG} (KN.m)	21.09	25.47	25.29	24.94	28.63	22.62	30.90	30.10	32.49
σ _{bc1} (MPa)	2.74	2.36	1.98	2.3	2.36	1.56	1.7	2.23	2.87
σ _{bc2} (MPa)	2	1.20	0.72	0.8	0.41	-0.29	-1.21	-1.41	-1.41
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

Commentaire :

D'après le tableau V-20 on constate que les contraintes dans le béton pour les poteaux sont vérifiées

V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentielles :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs.
RDC	60×55	299.6	4.993	0.04	57	-67.41	0.215	1	Vérifiée
Etage 1.2	55×55	186.2	3.385	0.04	52	49.12	0.172	1	Vérifiée
Etage 3	50×55	186.2	3.385	0.04	52	48.35	0.186	1	Vérifiée
Etages 4	50×50	186.2	3.724	0.04	47	46.42	0.197	1	Vérifiée
Etages 5	50×45	186.2	3.724	0.04	47	-42.83	0.202	1	Vérifiée
Etages 6	45×45	186.2	4.138	0.04	42	-41.13	0.218	1	Vérifiée
Etage 7	45×40	186.2	4.138	0.04	42	-33.41	0.199	1	Vérifiée
1 ^{er} niveau duplex	40×40	186,2	4,655	0,04	37	36,03	0,243	1	Vérifiée
2 ^{ème} niveau duplex	40×35	186,2	4,655	0,04	37	36,75	0,284	1	Vérifiée

V.2.4.4. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-à dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

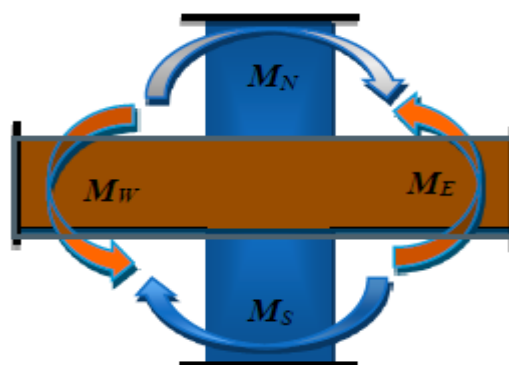


Figure .V.2.Répartition des moments dans les zones nodales

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

Tableau V.21. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC	Etage 1.2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	1 ^{er} niveau duplex	2 ^{ème} niveau au duplex
Sections		60×55	55×55	50×55	50×50	50×45	45×45	40×45	40×40	40×35
$L'(cm)$	P.P	80	80	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	80	80	80	80	80	80	80	80	80
$h'(cm)$		78	60	60	60	60	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12cm$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 16 = 64cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65cm$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60cm$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50cm$.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton.
- ✓ Quantité d'armatures dans la section.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.22. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	60	54	13.255	348	249.09
Etage1, 2	55	49.5	12.315	348	212.14
Etage3	55	49.5	11.495	348	198.01

Etage4	50	45	10.685	348	167.32
Etage5	50	45	9.05	348	141.72
Etage6	45	40.5	9.05	348	127.55
Etage 7	45	40.5	9.05	348	127.55
1 ^{er} niveau duplex	40	36	6.785	348	85.00
2 ^{ème} niveau duplex	40	36	6.785	348	85.00

Tableau V.23. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	40	36	5.75	348	72.04
Etages 1	40	36	6.88	348	86.19
Etages 2	40	36	6.88	348	86.19
Etages 3	40	36	6.16	348	77.17
Etages 4	40	36	5.75	348	72.04
Etages 5	40	36	5.75	348	72.04
Etages 6	40	36	5.75	348	72.04
Etages 7	40	36	5.75	348	72.04
1 ^{er} niveau duplex	40	36	4.21	348	52.74
2 ^{ème} niveau duplex	40	36	4.21	348	52.74

Tableau V.24. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	40	36	6.79	348	34.03
Etage 1	40	36	6.79	348	34.03
Etage2	40	36	6.79	348	34.03
Etage3	40	36	6.79	348	34.03
Etage4	40	36	6.79	348	34.03
Etage5	40	36	6.79	348	34.03
Etage6	40	36	6.79	348	34.03
Etage7	40	36	6.79	348	34.03
1 ^{er} niveau duplex	40	36	6.79	348	34.03
2 ^{ème} niveau duplex	40	36	6.79	348	34.03

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.25. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	212.14	249.09	461.23	72.04	72.04	180.01	Vérifiée
Etage1	212.14	212.14	424.28	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
Etage2	198.01	212.14	410.15	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
Etage3	167.32	198.01	365.34	77.17	77.17	192.925	Vérifiée
Etage4	141.72	167.32	309.05	72.04	72.04	180.01	Vérifiée
Etage5	127.55	141.72	269.27	72.04	72.04	180.01	Vérifiée
Etage6	127.55	127.55	255.10	72.04	72.04	180.01	Vérifiée
Etage7	85.0	127.55	212.55	72.04	72.04	180.01	Vérifiée
1 ^{er} niveau duplex	85.0	85.0	170.0	52.74	52.74	131.85	Vérifiée

Tableau V.26. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	212.14	249.09	461.23	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage1.	212.14	212.14	424.28	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage2	198.01	212.14	410.15	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage3	167.32	198.01	365.34	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage4	141.72	167.32	309.05	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage5	127.55	141.72	269.27	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage6	127.55	127.55	255.10	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
Etage7	85.0	127.55	212.55	34.03	34.03	85.07	Vérifiée
1 ^{er} niveau duplex	85.0	85.0	170.0	34.03	34.03	85.07	Vérifiée

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction:

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées 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 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $. G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA :

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 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 $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de. $10\phi_l$

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement.

Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min}=0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min}= 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.

- ✓ L'espacement : $= \min (1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 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.

V.3.3. Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $M^{max} \rightarrow N_{corresp}$
- ✓ $N^{max} \rightarrow M_{corresp}$
- ✓ $N^{min} \rightarrow M_{corresp}$

➤ Règles communes :

$A_{\min} = 0.15\% (L \times e)$, globalement dans la section du voile.

$A_{\min} = 0.10\% (L_c \times e)$, en zone comprimé.

$A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$, en zone tendue.

➤ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

➤ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- Exemple de calcul pour le ferrailage des voiles

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau. Prenons l'exemple de calcul du voile V_{x1} du RDC

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.

$$L = 2.3 \text{ m}, d = 2.25 \text{ m}, e = 0.25 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 455,76 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 1265,75 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 2,78 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,15 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

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

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1265,75 + (455,76) \times \left(2,25 - \frac{2,3}{2} \right) = 1767,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1767,09 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,25^2 \times 18,48} = 0,075$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,097$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,25(1 - 0,4 \times 0,097) = 2,163 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{1767,09 \times 10^{-3}}{2,163 \times 400} = 20,42 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 20,42 \times 10^{-4} - \frac{455,76 \times 10^{-3}}{400} = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 8,47 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,25 \times 2,3 = 8,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{455,76 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,3} + \frac{1265,75 \times 10^{-3}}{0,253479166} 1,15 = 6,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{455,76 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,3} - \frac{1265,75 \times 10^{-3}}{0,253479166} 1,15 = -4,96 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{4,96 \times 2,3}{6,54 + 4,96} = 0,99 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% 0,25 \times 0,99 = 4,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2,3 - 2 \times 0,99$$

$$l_c = 0,32m$$

$$A_{min}^{courante} = 0.10\% \times 0,25 \times 0,32 = 0,79cm^2$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 249,19 KN$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 249,19 \times 10^{-3}}{0,25 \times 2,25} = 0,62 MPa$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30cm) = 30 cm$$

On prend $S_t = 20 cm$

$$A_h = \frac{0,62 \times 0,25 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,97 cm^2$$

$$A_h^{min} = 0,15\% \times e \times S_t = 0,75cm^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.27. Ferrailage de voile $V_{x1}=2.3m$

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	1 ^{er} niveau duplex
Section (m ²)	0.25×2.3	0.2×2.3	0.2×2.3	0.20×2.3	0.20×2.3	0.20×2.3	0.20×1.3	0.20×1.3
M(KN.m)	1265.75	124.73	46.77	43.43	93.77	64.25	69.06	120.76
N(KN)	455.76	304.03	297.03	286.24	247.23	194.33	146.54	163.27
V(KN)	249.19	160.17	79.24	91.12	73.02	62.04	53.14	60.03
Section	SPC	SEC	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
$\tau(MPa)$	0.62	0.50	0.25	0.28	0.23	0.19	0.17	0.19
$\bar{\tau}(Mpa)$	5	5	5	5	5	5	5	5
$L_{tendu}(m)$	0.99	0	0.68	0.69	0	0	0	0
$A_v^{cal} Z_{tendu}$	8.47	0	0	0	0	0	0	0
$A_v^{min} Z_{tendu}$	4.96	0	2.71	2.78	0	0	0	0
$A_v^{min} Z_{comp}$	0.79	4.30	1.39	1.82	4.55	3.97	3.74	2.38
$A_v^{min} Z_{globale}$	8,62	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9
$A_v^{Ad}/face$	14HA10	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8	14HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.97	0.62	0.31	0.35	0.29	0.24	0.21	0.24
$A_h^{min}(cm^2)$	0.75	0.	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}(cm^2)$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28. Ferrailage de voile $V_{x2}=2.1\text{m}$

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Sections (m ²)	0.25×2.1	0.20×2.1	0.20×2.1	0.20×2.1	0.20×2.1	0.20×2.1
M(KN.m)	1121.82	380.10	181.36	132.04	111.73	107.81
N(KN)	247.16	614.42	175.57	116.01	80.03	50.02
V(KN)	282.97	152.36	105.90	97.11	72.62	84.06
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.77	0.52	0.36	0.33	0.25	0.29
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.97	0.46	0.69	0.73	0.88	0.88
$A_v^{\text{cal}} Z_{\text{tendu}}$	11.15	0	0.014	0.15	0.35	0.68
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{tendu}}$	4.85	1.82	2.78	2.91	3.52	3.52
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{comp}}$	0.4	2.38	1.42	1.29	0.68	0.68
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{globale}}$	7.875	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
$A_v^{\text{Ad}}/\text{face}$	9HA12+4HA10	9HA8+4HA10	9HA8+4HA10	9HA8+4HA10	9HA8+4HA10	9HA8+4HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.2	0.65	0.45	0.41	0.31	0.36
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado} (cm ²)	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.29. Ferrailage de voile $V_{y1}=1.30\text{m}$

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	1 ^{er} niveau duplex	2 ^{ème} niveau duplex
Sections (m ²)	0.25×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×1.3
M(KN.m)	237.9	84.54	97.98	54.08	52.99	4.942	31.49	29.29	27.36
N(KN)	128.82	144.97	121.8	115.19	110.31	39.96	76.65	50.48	31.75
V(KN)	72.85	65.89	63.09	55.4	53.98	49.42	49.03	69.03	24.74
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.33	0.36	0.35	0.31	0.30	0.28	0.27	0.39	0.14
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.57	0.41	0.47	0.35	0.36	0.32	0.31	0.41	0.49
$A_v^{\text{cal}} Z_{\text{tendu}}$	3.23	0	0.42	0	0	0	0	0	0.13
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{tendu}}$	2.87	1.63	1.90	1.40	1.43	1.28	1.23	1.63	1.95
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{comp}}$	0.38	0.97	0.70	1.20	1.17	1.32	1.37	0.97	0.65
$A_v^{\text{min}} Z_{\text{globale}}$	4.875	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v^{\text{Ad}}/\text{face}$	9HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10	5HA8+4HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.52	0.45	0.44	0.39	0.38	0.35	0.34	0.49	0.18
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{ado} (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.30. Ferrailage de voiles $V_{y2}=1.40$ m

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Sections (m ²)	0.25×1.4	0.20×1.4	0.20×1.4	0.20×1.4	0.20×1.4	0.20×1.4	0.20×1.4
M(KN.m)	596.85	157.44	129.34	85.14	100.08	84.74	85.66
N(KN)	407.18	326.04	273.8	243.57	193.83	147.35	111.31
V(KN)	202.21	101.17	90.99	62.48	77.81	68.29	84.18
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$\tau(MPA)$	0.83	0.52	0.47	0.32	0.40	0.35	0.44
$\bar{\tau}(Mpa)$	5	5	5	5	5	5	5
L_{tendu} (m)	0.59	0.36	0.35	0.23	0.38	0.42	0.57
$A_v^{cal} Z_{tendu}$	6.69	0	0	0	0	0	0.99
$A_v^{min} Z_{tendu}$	2.94	1.45	1.42	0.93	1.53	1.66	2.3
$A_v^{min} Z_{comp}$	0.56	1.35	1.38	1.87	1.27	1.14	0.5
$A_v^{min} Z_{globale}$	5.25	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
A_v^{Ad} / face	10HA10	6HA8+4HA10	6HA8+4HA10	6HA8+4HA10	6HA8+4HA10	6HA8+4HA10	6HA8+4HA10
St (cm)	18	18	18	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	1.16	0.59	0.53	0.36	0.45	0.39	0.49
A_h^{min} (cm ²)	0.675	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
A_h^{ado} (cm ²)	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.31. Ferrailage de voile V_{y3}

Niveau	RDC
Sections (m ²)	0.15×3.15
M(KN.m)	273.46
N(KN)	206.96
V(KN)	180.66
Section	SPC
$\tau(MPA)$	0.54
$\bar{\tau}(Mpa)$	5
L_{tendu} (m)	0.95
$A_v^{cal} Z_{tendu}$	0
$A_v^{min} Z_{tendu}$	2.85
$A_v^{min} Z_{comp}$	1.88
$A_v^{min} Z_{globale}$	7.085
A_v^{Ad} / face	16HA8+4HA10
St (cm)	18
A_h^{cal} (cm ²)	0.46
A_h^{min} (cm ²)	0.41
A_h^{ado} (cm ²)	2HA8
St (cm)	20

Tableau V.32. Ferrailage de voile V_{y4}

Niveau	RDC
Sections (m ²)	0.15×1.85
M(KN.m)	69.14
N(KN)	27.31
V(KN)	208.51
Section	SPC
$\tau(MPA)$	0.65
$\bar{\tau}(Mpa)$	5
$L_{tendu}(m)$	0.81
$A_v^{cal} Z_{tendu}$	0.61
$A_v^{min} Z_{tendu}$	4.06
$A_v^{min} Z_{comp}$	0.56
$A_v^{min} Z_{globale}$	6.94
$A_v^{Ad}/face$	12HA10
St (cm)	19
$Ah^{cal}(cm^2)$	0.58
$Ah^{min}(cm^2)$	0.43
$Ah^{ado}(cm^2)$	2HA8
St (cm)	20

V.4. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers répond aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du CBA93. Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles 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 la partie essentielle de l'ouvrage, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de 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, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier nervuré et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est estimée à 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 1 m.

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Étude des fondations

VI.3.1.Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

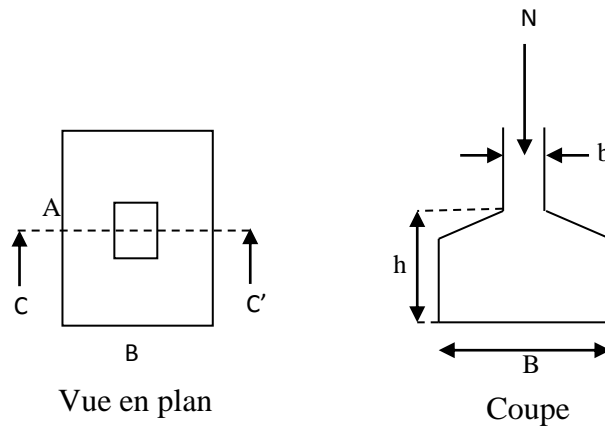


Figure VI.1.Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N_s : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **ETABS2016**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N_s = 1430.72$ KN.

$\bar{\sigma}_{sol} = 200$ KN/m².

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

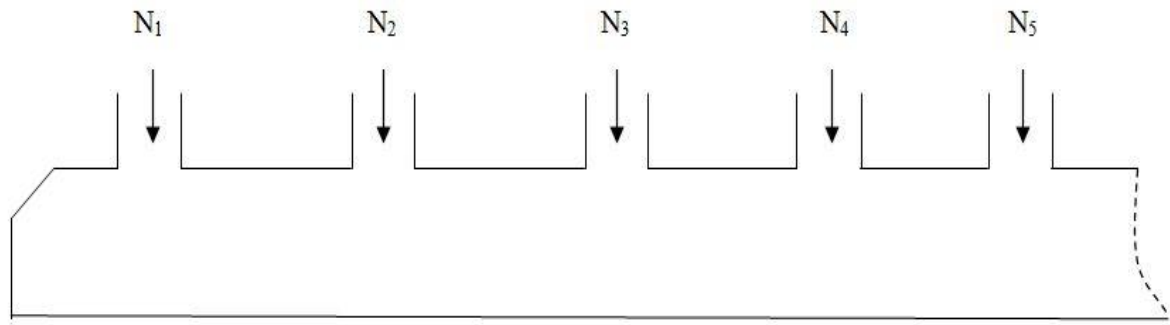
On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{600}{550} \times \frac{1430.72}{200}} = 2.79m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,6m, on remarque qu'il va avoir chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.3.2.Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

**Figure VI.2.** Semelle filante

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Ns : l'effort normal provenant des poteaux.

$$N_s = \sum_{i=1}^{n=6} N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$N_s = 968,09 + 1363,50 + 1430,72 + 1246,64 + 1154,79 + 1300,68$$

$$N_s = 7464,22 \text{ K}$$

D'après le portique le plus sollicité $N = 7464,09 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7464,22}{200 \times 15,75} = 2,37 \text{ m.}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

VI.3.2.1. Étude des semelles filantes sous poteaux

- **Dimensionnement (coffrage)**
- **Calcul de la largeur de la semelle (B)**

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{7464,22}{200} = 37,32 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75 \text{ m.}$$

$$L = 17,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{37.32}{17.25} = 2.16 \text{ m ; soit : } B = 2.2 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c$$

Avec :

- c : enrobage des armatures $c = 5 \text{ cm}$
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante : $d \geq \frac{B-b}{2}$.

$$d = 0,8 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,8 = 0,85 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h_t = 0,85 \text{ m}}$$

Remarque :

Avec le choix de $d > \frac{B-b}{2}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiés.

- **Charges agissantes sur la semelle**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans figure ci-dessous :

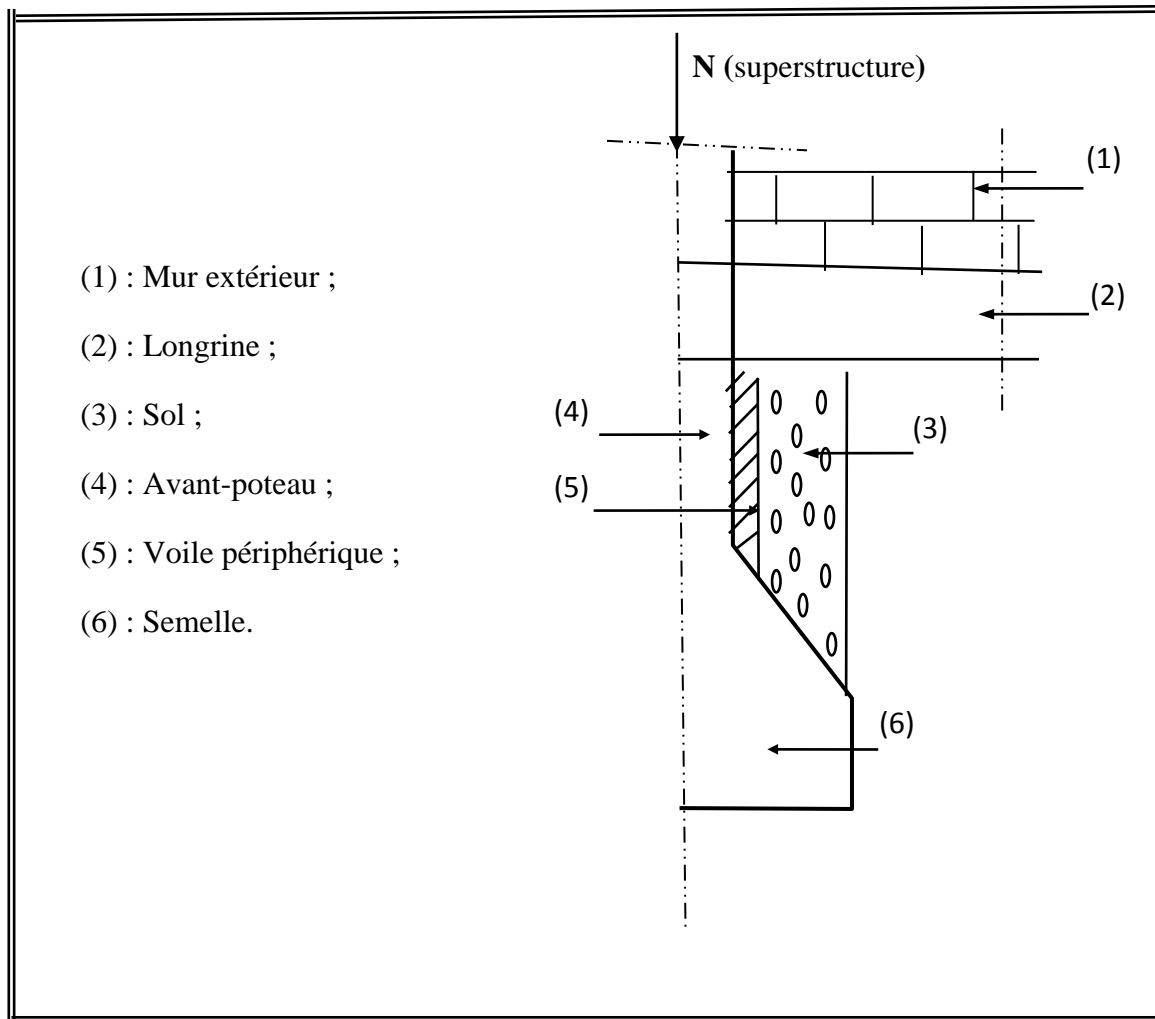


Figure VI.3. Différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{(superstructure)}} + N_{\text{(infrastructure)}}.$$

Avec :

$$N_{\text{(superstructures)}} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i »}.$$

$$N_{\text{(infrastructures)}} = N_{\text{(longrine)}} + N_{\text{(voile périphérique)}} + N_{\text{(dallage)}} + N_{\text{(avant poteau)}} + N_{\text{(semelle)}} + N_{\text{(terre)}}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{\text{(superstructures)}} = 7464,22 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{(longrines)}} = \gamma_b \times S \times \sum l_i ; \text{ avec :}$$

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$: surface transversale de la longrine.

$$N_{\text{(longrine)}} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 17,25 = 51,75 \text{ KN}.$$

$$N_{(dallage)} = \gamma_b \times (B - 0,3) \times A \times e$$

B: la largeur de la semelle

A: la longueur de la semelle

e : l'épaisseur de la dalle flottante

$$N_{(dallage)} = 25 \times (2,2 - 0,3) \times 17,25 \times 0,10 = 81,94$$

$$N_{(avant\ poteau)} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 60 \times 55 = 3300 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 1 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 6 poteaux.

$$N_{(avant-poteau)} = 25 \times 0,60 \times 0,55 \times 1 \times 6 = 49,5 \text{ KN.}$$

$$N_{(semelles)} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

Avec :

$$S: \text{surface de la semelle ; } S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{7464,22}{200} = 37,32 \text{ m}^2$$

h_t : hauteur totale de la semelle ; h_t = 0,9 m

$$N_{(semelles)} = 25 \times 37,32 \times 0,85 = 793,05 \text{ KN.}$$

$$N_{(terre)} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \quad \gamma_h : \text{poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(terre)} = 20 \times 1 \times 37,32 = 746,4 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 9219,94 \text{ KN.}$$

- **Calcul de la surface de la semelle (S) :**

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{sol}} = \frac{9219,94}{200} = 46,10 \text{ m}^2.$$

- **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75 \text{ m.}$$

$$L = 17,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{46,10}{17,25} = 2,67 \text{ m ; soit : } B = 2,7 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)**

$$d > \frac{B-b}{2}$$

$$d = 1,05 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 1,05 = 1,1 \text{ m} \Rightarrow h_t = 1,1 \text{ m}$$

- **Verifications**

- **vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99** (article A.5.2.41) ; il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(60 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,85 = 1,40 \\ B = b + h_t = 0,60 + 0,85 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 1,96469 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,70 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 3,63 \text{ MN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

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

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous la semelle n'est pas uniforme. La contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{moy} = \frac{N}{BL} + \frac{3N_u \times e}{B^2L}$$

$$N = \sum_{i=1}^6 N_i = 7464,22 \text{ KN}$$

$$M = \sum_{i=1}^6 M_i = 65,22 \text{ KN.m}$$

$$e = -0,79 \text{ m}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{7464,22}{2,7 \times 17,25} + \frac{3 \times 7464,22 \times 0,79}{2,7^2 \times 17,25} = 300,94 \text{ KPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas donc on passe à l'étude d'un autre type de fondation.

VI .3.3. Radier général nervuré

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI .3.3.1 Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide,
Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max}=4,9\text{m}$

Ce qui donne :

$$h_t \geq 49\text{cm}$$

$$h_r \geq 24,5\text{cm}$$

➤ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.9^4 \times 4.10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 70.74\text{cm}$$

Donc : $h_t \geq 0,75\text{m}$

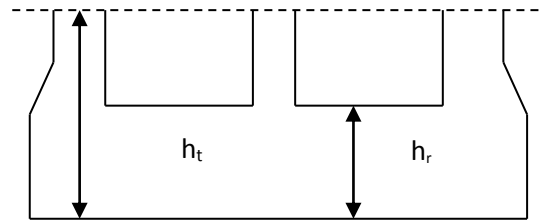


Figure VI.4 .Dimension du radier.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,90 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Calcul du poids :

$$N_{ser}=28141.02 \text{ KN}$$

$$N_{rad}=0.3 \times 326.56 \times 25 = 2449.2 \text{ KN}$$

$$N_{ner}=0.55 \times 25 \times 115 \times 0.75 = 1185.94 \text{ KN}$$

$$N=28141.06+2449.2+1185.94=31776.16 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = 158.88 \text{ KN}$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 326.56 \text{ m}^2$

➤ **La condition de cisaillement**

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

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 31776.16 + 1.35(N_{rad} + N_{ner})$$

$$N_d = 31776.16 + 1.35(2449.2 + 1185.94) = 36683.61 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{36683.61 \times 4,9}{2 \times 326.56} = 275.22 \text{ KN}$$

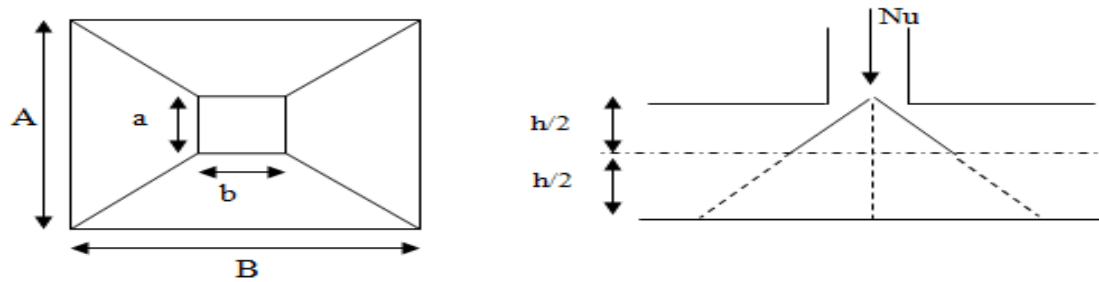
$$d \geq \frac{275.22 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0.11 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $ht= 75\text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $hr= 30\text{cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad}= S_{bat}= 326.56\text{m}^2$.

VI .3.3.2 Les vérifications :**➤ Vérification au poinçonnement****Figure VI.5 .Zone de contact poteau- radié**

Selon le CBA93 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,55\text{m.}$; $b = 0,6\text{m.}$

- **Sous le poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau de $(60 \times 55)\text{cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante :

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,3\text{m}$$

$$N_d = 1.9646\text{MN} \leq 0,045 \times 5,3 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 2.98\text{MN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 7443.49 \text{ m}^4 \quad \text{Et} \quad X_G = 10.75 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 12261.26 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 8.37 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

• **Sens X-X**

Données :

$$N = 31.77616 \text{ MN} ; M_x = 57.69 \text{ MN.m} \quad ; I_{xG} = 7443.49 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{31.77616}{326.56} + \frac{57.69}{7443.49} \times 8.37 = 0,16 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{31.77616}{326.56} - \frac{57.69}{7443.49} \times 8.37 = 0,03 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,16 + 0,03}{4} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

• **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 31.77616 \text{ MN} ; M_y = 94.85 \text{ MN.m} \quad ; I_{yG} = 12261.26 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{31.77616}{326.56} + \frac{94.85}{12261.26} \times 10.75 = 0,18 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{31.77616}{326.56} - \frac{94.85}{12261.26} \times 10.75 = 0,01 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,18 + 0,01}{4} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restes à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{57.69}{31.77616} = 1.81m < \frac{20.25}{4} = 5.06m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{94.85}{31.77616} = 2.98m < \frac{15.75}{4} = 3.94m$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

• **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 396.80 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 2.66 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 31776.16 \text{ KN} > 1,15 \times 2.66 \times 326.56 \times 10 = 12138.11 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI .3.3.3 Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

• **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2449.2 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 38526.35 + 2449.2 + 1185.94 = 42161.49 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{42161.49}{326.56} = 129.11 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.5 - 0.6 = 3.9 \text{ m} ; L_y = 4.9 - 0.6 = 4.3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- **Vérification à l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_U \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,0419 \times 129,11 \times 3,9^2 = 82,28 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,8036 \times 82,28 = 66,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0x} = 61,71 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 56,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_{0x} = -41,14 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_{0y} = -33,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 31776.16 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{31776.16}{326.56} = 97.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0,0518 \times 97,31 \times 3,9^2 = 76,67 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0,8646 \times 76,67 = 66,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0x} = 57,50 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} = 56,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_{0x} = -38,34 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{0y} = -33,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

• Calcul de A_{\min}

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,92 > 0,4$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,92}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,50 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appui : $A_{\min x} = A_{\min y} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,02 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage du radier

Position	Sens	M_u (KN.m)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	61,71	7,36	2,50	5HA14=7,70	20
	Selon y	56,20	6,68	2,40	5HA14=7,70	20
En appuis	Selon x-y	-41,14	4.85	3,02	5HA12=5,65	20

• Vérification des contraintes du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	Obs	σ_{st} (Mpa)	σ'_{st} (Mpa)	Obs
En travée	x-x	57,50	6,53	48683,28	7,71	15	vérifiée	327,22	201,63	N.Vérifiée
	y-y	56,35	6,53	48683,28	7,56	15	vérifiée	320,68	201,63	N.Vérifiée
En appui	x-y	-38,34	5.72	37741,44	5,81	15	vérifiée	293,79	201,63	N.Vérifiée

Les contraintes de traction ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position		M_{ser} (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	x-x	57,50	0.46	0,40	13,16	7HA16=14.07	14
	y-y	56,35	0.45	0,38	12,80	7HA16=14.07	14
En appui	x-y	-38,34	0.30	0,20	8,15	6HA14=9,24	17

- **Vérification des espacements**

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage**

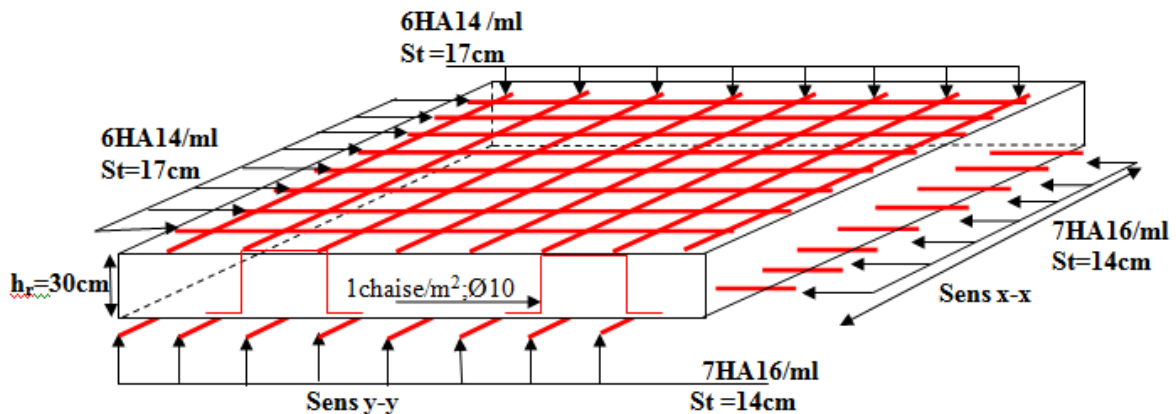


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de radier.

VI .3.4. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable $l_{max}=4,9 \text{ m}$

Cas de charge équivalent

➤ Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{s_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

➤ Schéma des lignes de rupture

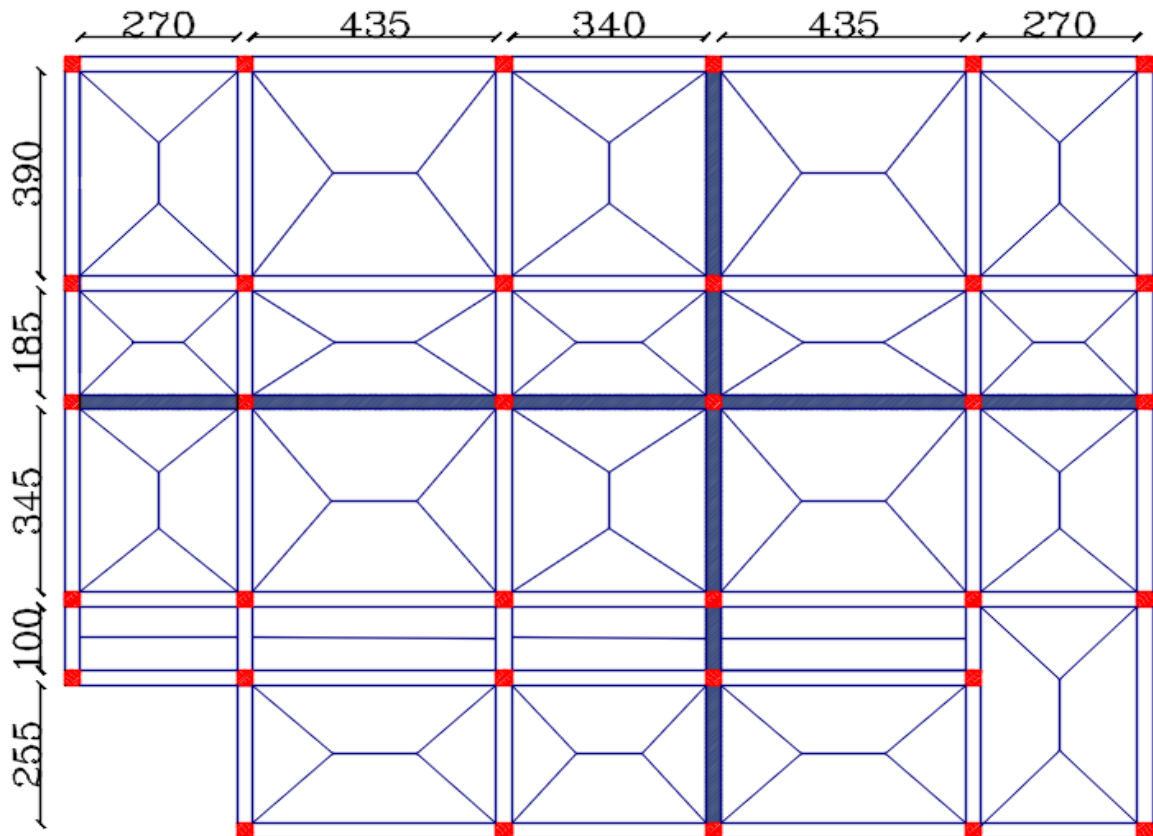


Figure VI.7. Schéma de rupture des dalles de radier.

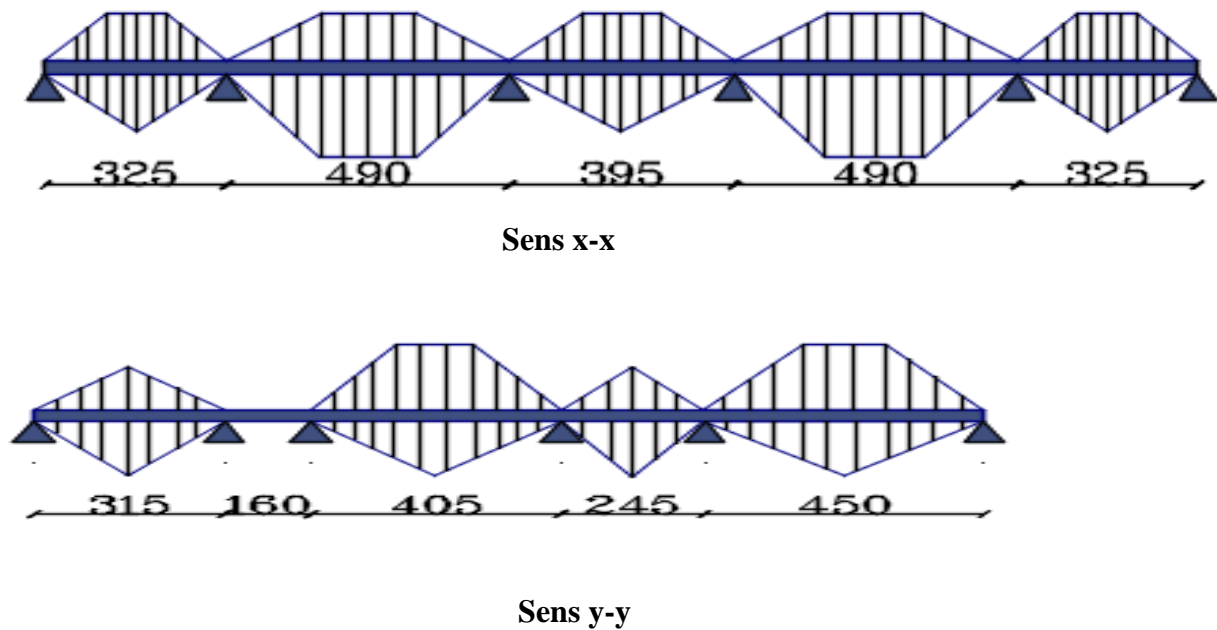


Figure VI.8. Schémas des lignes de rupture sur la nervure (sens x-x et y-y)

VI .3.4.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul des nervures se fait de la même manière que les poutrelles (ferraillée en flexion simple) donc on utilise la méthode de Caquot

- **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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moments en travée**

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

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

➤ **sens x-x**

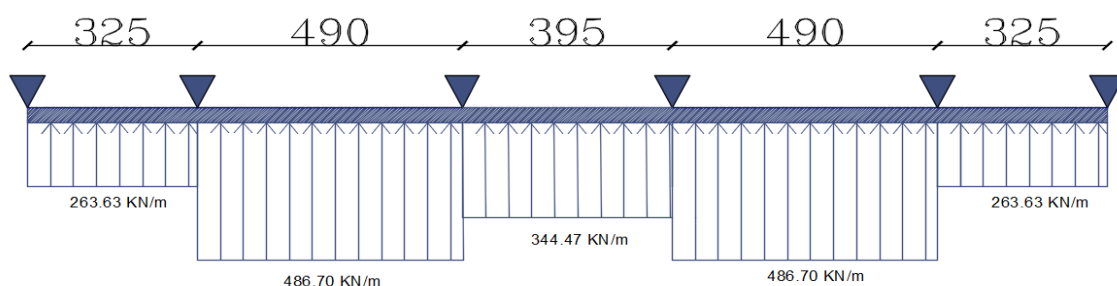


Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 . Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X_0 (m)	M_t (KN.m)
		M_g	M_d		
A-B	263,63	0	-629,534	0,890	104,469
B-C	486,70	-629,534	-667,773	2,434	812,117
C-D	344,47	-667,773	-667,773	1,975	4,051
D-E	486,70	-667,773	-629,534	2,466	812,211
E-F	263,63	-629,534	0	2,360	104,173

➤ **Sens y- y**

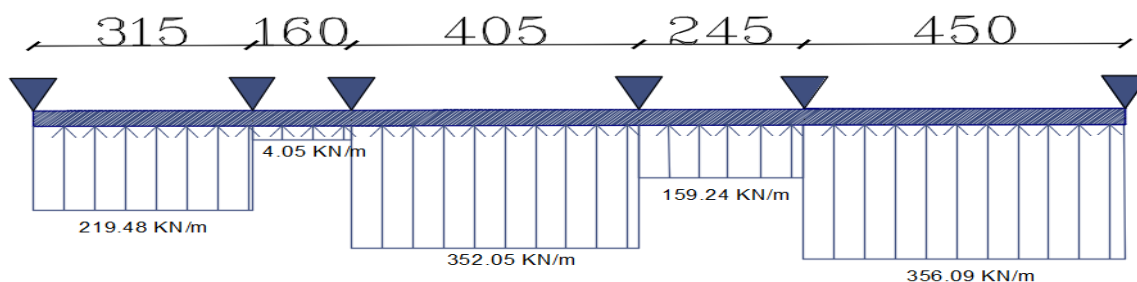


Figure VI. 10. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 .Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
		M_g	M_d		
A-B	219,48	0	-182,407	1,311	188,659
B-C	4,05	-182,407	-311,882	-19,18	562,590
C-D	352,05	-311,882	-298,032	2,035	416,872
D-E	159,24	-298,032	-612,779	0,418	284,104
E-F	356,09	-612,779	0	2,632	621,000

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.6 .Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	612,201
	Appui	-503,356
Y-Y	Travée	468,0.39
	Appui	-461,843

VI .3.4.2. Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$h=75\text{cm}$$

$$h_0=30\text{cm}$$

$$b_0=60\text{cm}$$

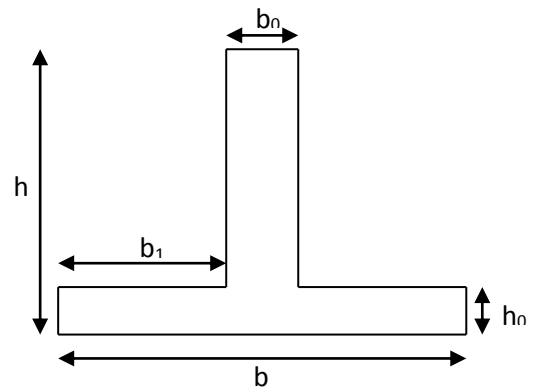


Figure VI.11. Section à ferrailer.

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x: b \leq \min\left(\frac{2.7}{10}; \frac{4.35}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1.10m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y: b \leq \min\left(\frac{1}{10}; \frac{3.9}{2}\right) \times 2 + b_0 = 0.80m.$$

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).

Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.7. Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	812.117	35.35	9.29	37,70	12HA20
	Appui	-667.773	28.74	9.29	31.40	10HA20
Y-Y	Travée	562.59	24.41	6.76	26,39	2HA20+10HA16
	Appui	-612.779	26.73	6.76	31.40	12HA20

➤ Les Vérifications

• Vérification de l'effort tranchant

Sens x-x : $V_x^{max} = 860,803 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_x^{max}}{bd} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.01 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y : $V_y^{max} = 832.278 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{V_y^{max}}{bd} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.01 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \min(b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min(6 \text{ mm} ; 21.42 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

• Espacement des aciers transversaux

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = \min(63; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times At \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25 \text{ cm}^2$. On adopte $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{face}$.

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Obs
X-X	Travée	612,201	8,01	15	259,37	201,63	Non vérifiée
	Appui	-503,356	9,35	15	232,94	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	468,039	8,54	15	282,76	201,63	Non vérifiée
	Appui	461,843	7,93	15	236,49	201,63	Non vérifiée

Recalculer à L'ELS :

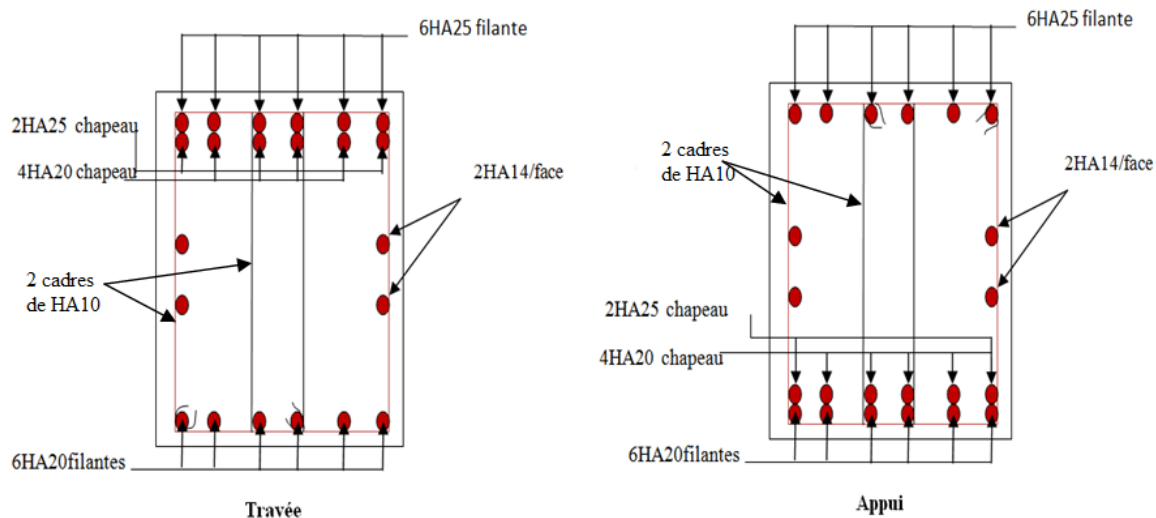
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_{adopté}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Obs.
X-X	Travée	612,201	$8\text{HA}25+4\text{HA}20=51,84$	191,68	201,63	vérifiée
	Appui	-503,356	$2\text{HA}25+10\text{HA}20=41,2$	195,80	201,63	vérifiée
Y-Y	Travée	468,039	$2\text{HA}25+10\text{HA}20=41,2$	182,23	201,63	vérifiée
	Appui	461,843	$2\text{HA}25+10\text{HA}20=41,2$	182,66	201,63	vérifiée

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

Sens X-X



Sens Y-Y

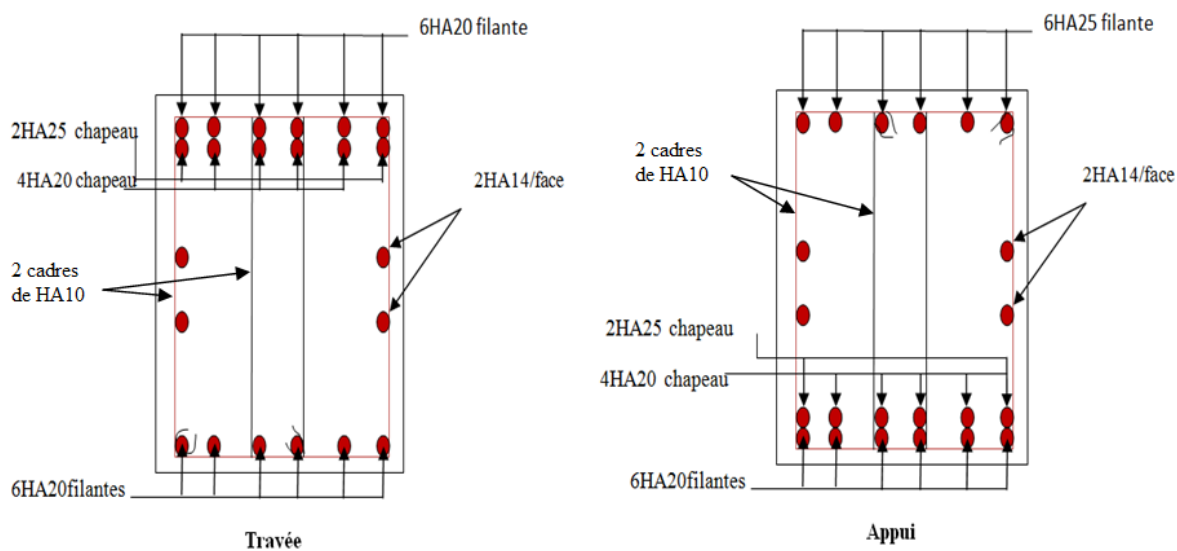


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.4 Voile périphérique

VI.4.1 Introduction

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

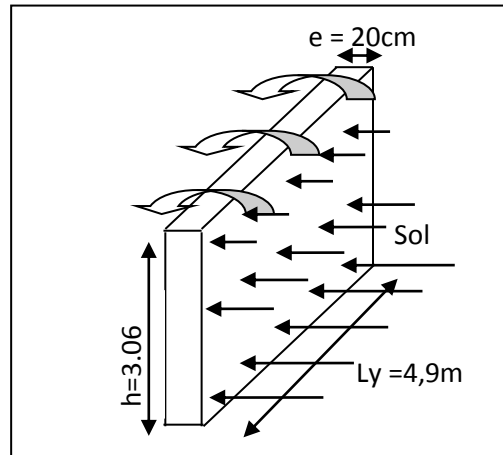


Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques

VI.4.2 Dimensionnement des voiles périphériques

- Hauteur $h = 3.06$ m
- Longueur $L = 4.9$ m
- Épaisseur $e = 20$ cm

VI.4.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 20$ KN/m^3
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0.45$ bars
- Angle de frottement : $\varphi = 17.67^\circ$

VI.4.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,06 \times 20 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{17.67}{2}\right) - 2 \times 0.45 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{17.67}{2}\right) = 32,04 \text{ } KN/m^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ } KN/m^2$$

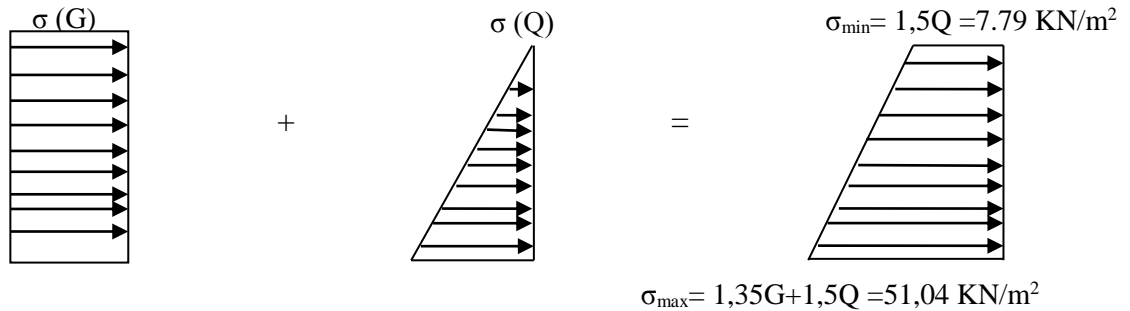
$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma_h \times h} \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{17.67}{2} \right) - \frac{2 \times 0.45}{20 \times 3.06} \times \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{17.67}{2} \right) \right]$$

$$Q = 5.19 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 51.04 + 7.79}{4} = 40.23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 40.23 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.9 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.06}{4.9} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.62 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0794 \times 40.23 \times 3.06^2 = 29.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.3205 \times M_{0x} = 9.59 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments corrigés

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 22.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -14.96 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau VI.10.Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	22,43	0,040	0,050	0,20	3,29	2	4HA12= 4,52
	Y-Y	7,19	0,013	0,016	0,20	1,04	2	4HA10= 3,14
Appui		- 14,96	0,026	0,030	0,20	2,18	2	4HA10= 3,14

➤ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérifications**

$$\rho = 0,62 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,62) 100 \times 20 = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{40,23 \times 3,06}{2} \times \frac{4,9^4}{3,06^4 + 4,9^4} = 53,43 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{40,23 \times 4,9}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 4,9^4} = 13,01 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,62 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 37,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 37,23 + 5,19}{4} = 29,22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 29,22 \text{ KN/ ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0844 \times 29,22 \times 3,06^2 = 23,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,4892 \times M_{0x} = 11,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 17,32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -11,55 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS

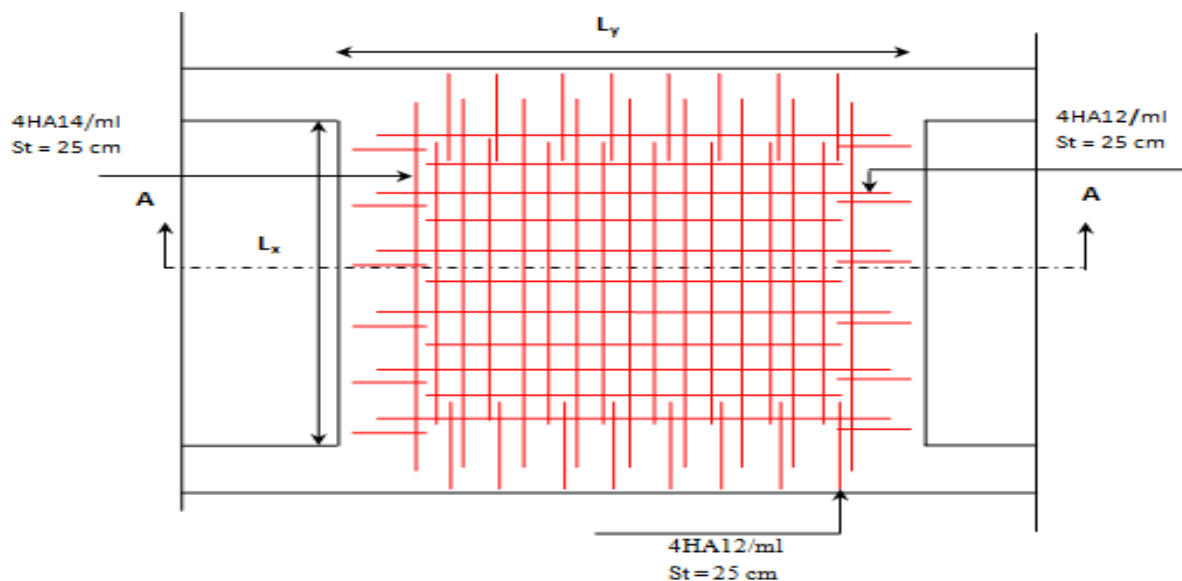
Localisation		M_{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	17,32	4,17	13577,54	5,32 < 15	Vérifiée	245,50 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	8,47	3,56	10011,78	3,01 < 15	Vérifiée	170,55 > 201,63	Vérifiée
Appui		-11,55	3,56	10011,78	4,11 < 15	Vérifiée	232,57 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée

Tableau VI.12. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position		M_{ser} KN.m	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	18,44	0,32	0,30	5,98	4HA14=6,16	25
	y-y	9,02	0,15	0,20	2,82	4HA12=4,52	25
En appui		-12,30	0,21	0,25	3,91	4HA12=4,52	25

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique**



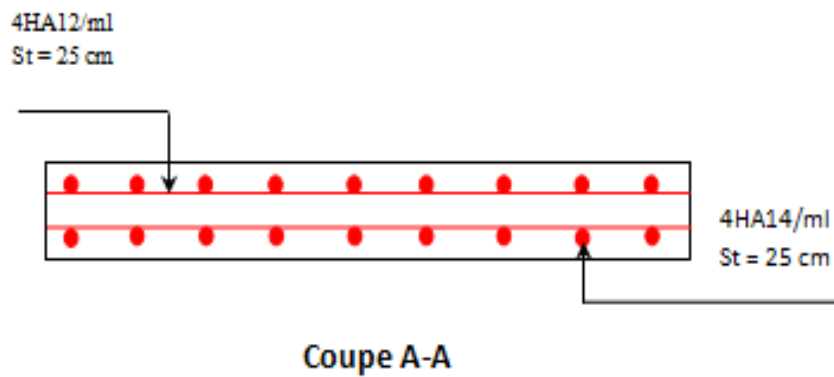


Figure VI.14.schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.5 Conclusion

L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Dans notre cas nous avons optés pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure. Nous avons procédé au calcul de ferrailage avec les vérifications nécessaires selon les exigences des différents règlements.

Epaisseur du radier 30cm

Sections des nervures $(b \times h) = (60 \times 75) \text{ cm}^2$.



Conclusion Général

Conclusion général

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel Etabs 2016

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, 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"
- ❖ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- ❖ L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ❖ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Bibliographie

- ❖ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003
- ❖ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ❖ Cours des années de spécialité.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.



ANNEXES

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

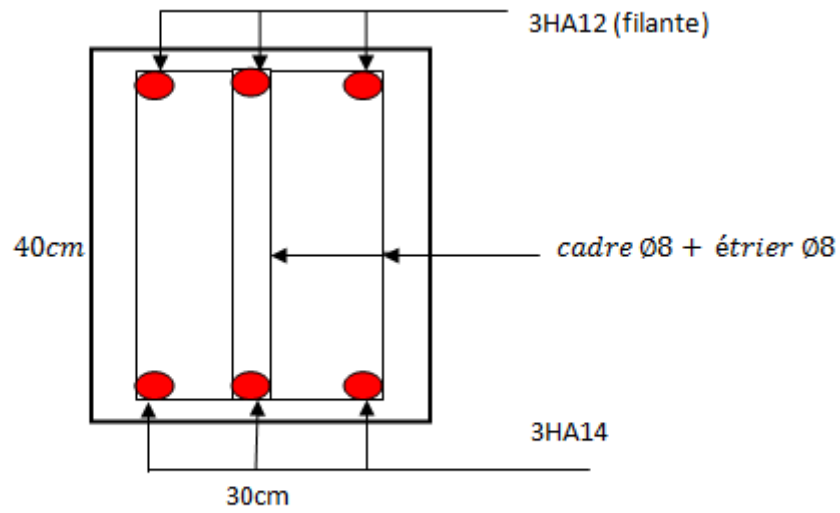
	<div>u/lx v/ly</div>	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

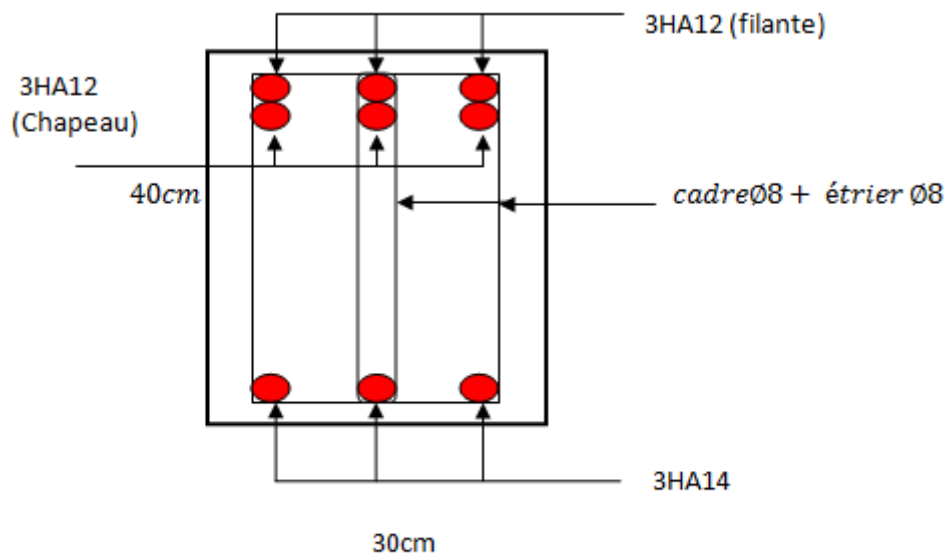
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

Tableau des Armatures
(en Cm²)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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

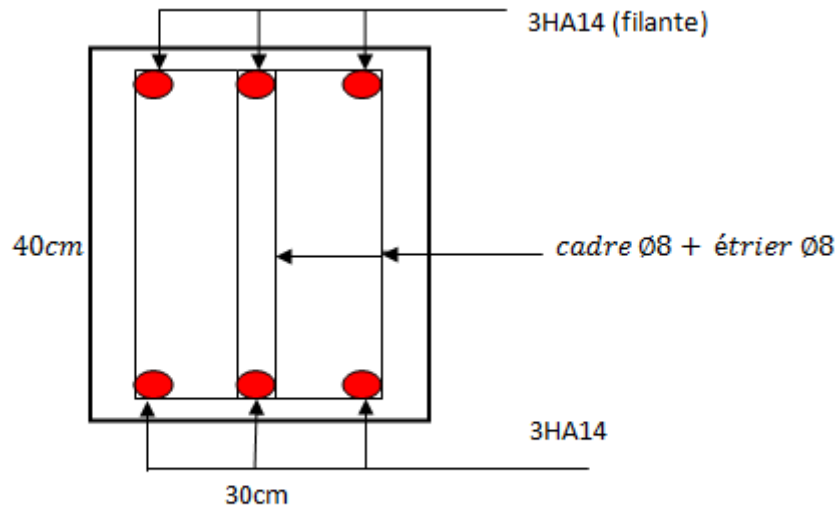


Travée

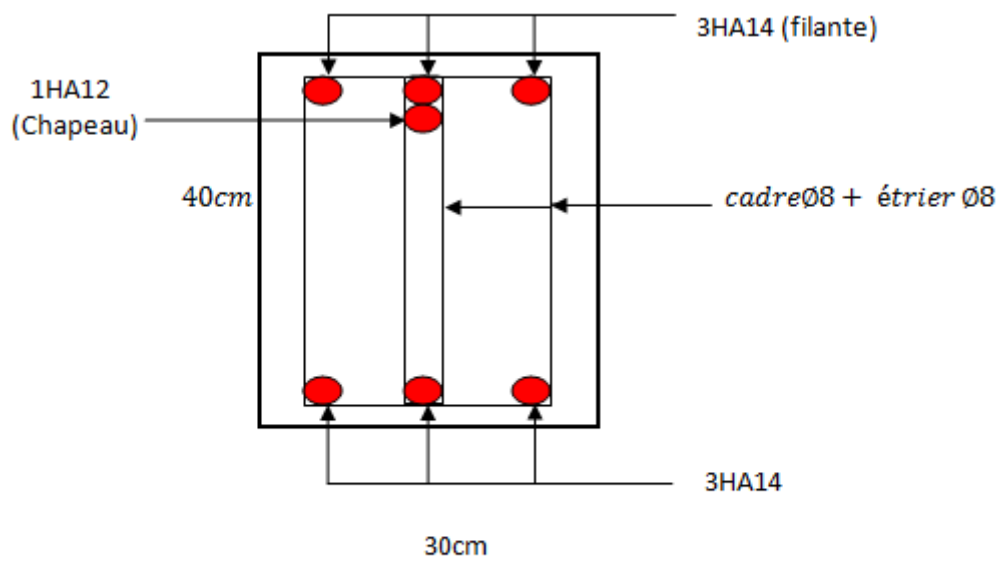


Appui

Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×40)

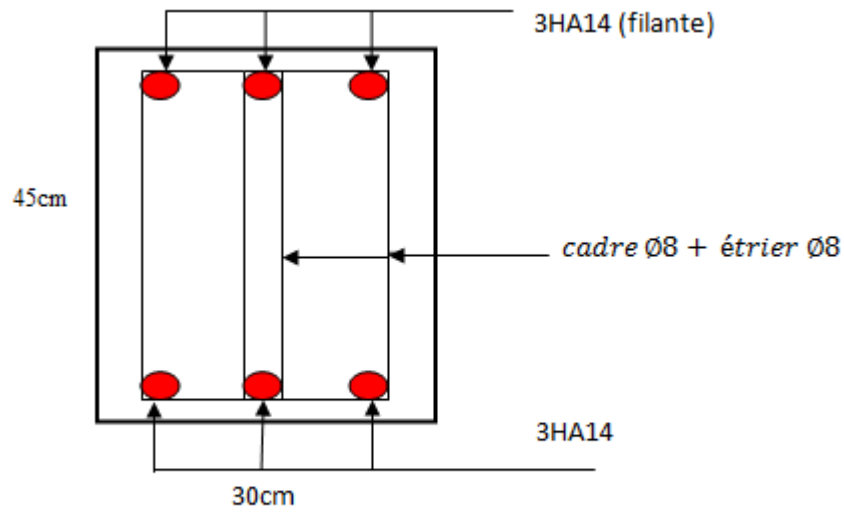


Travée

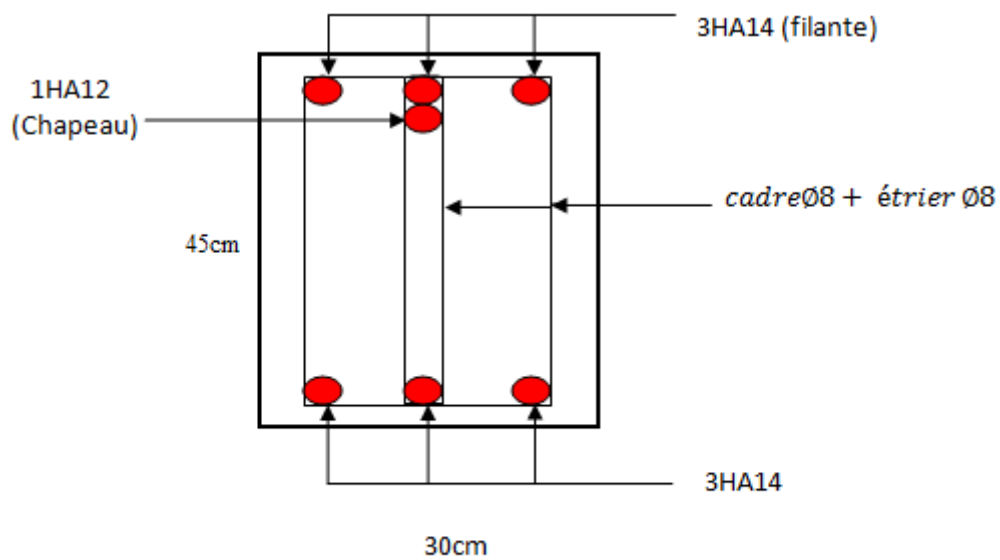


Appui

Schémas de ferrailage des poutres principales (30×40)

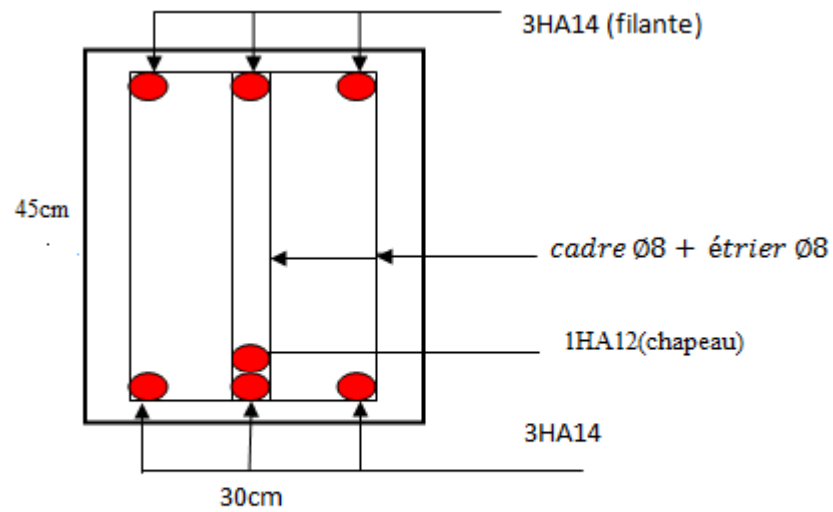


Travée

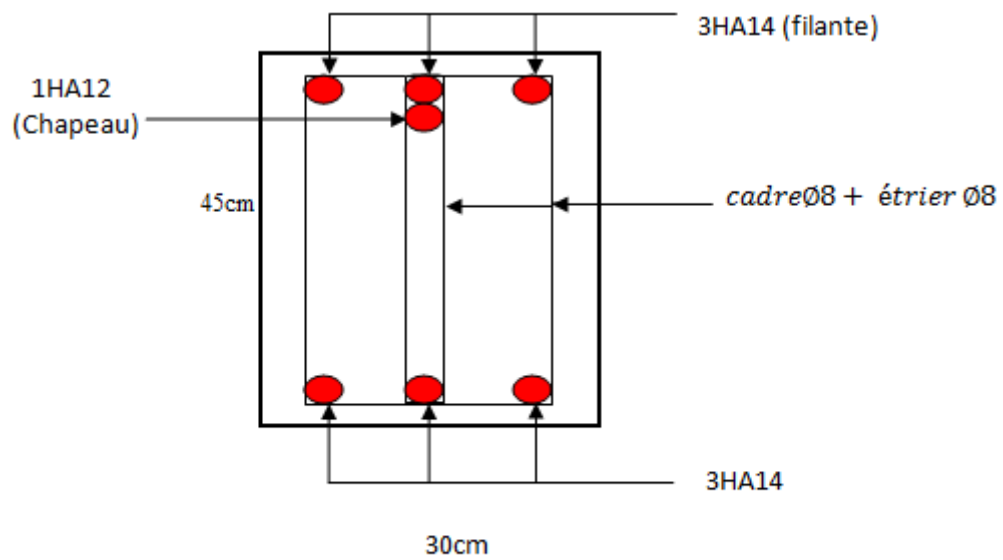


Appui

Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×45)



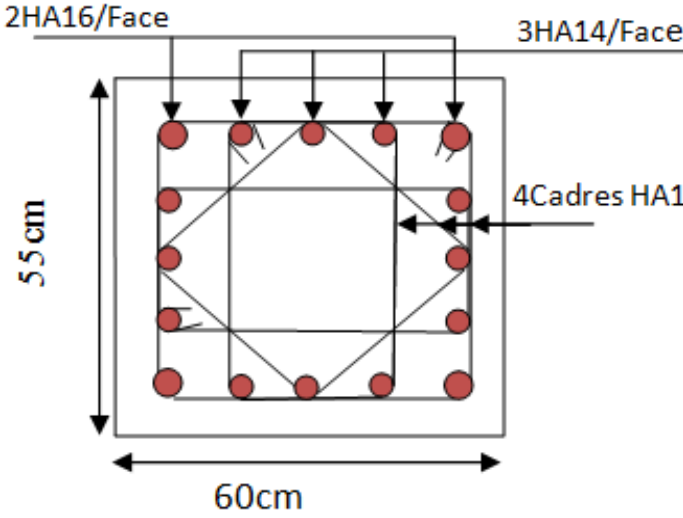
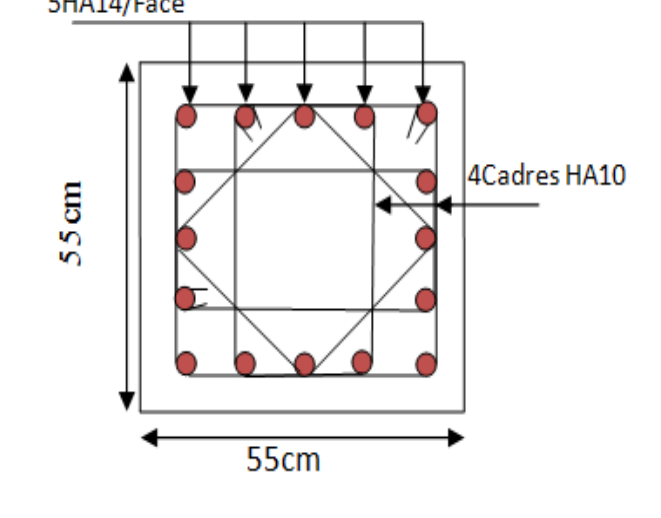
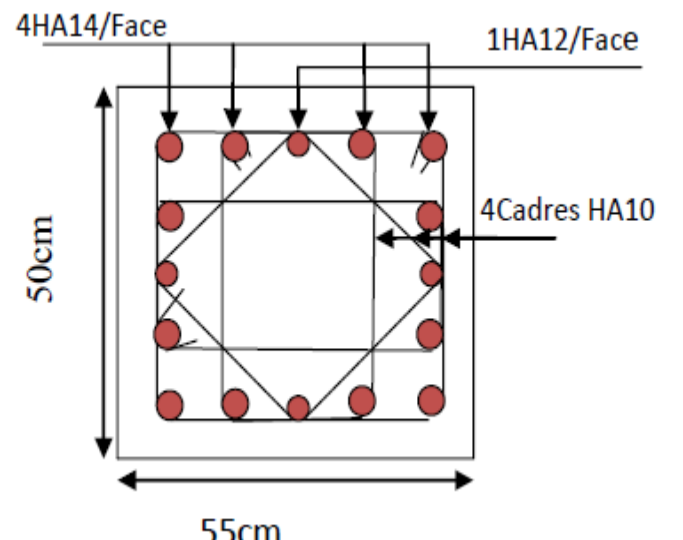
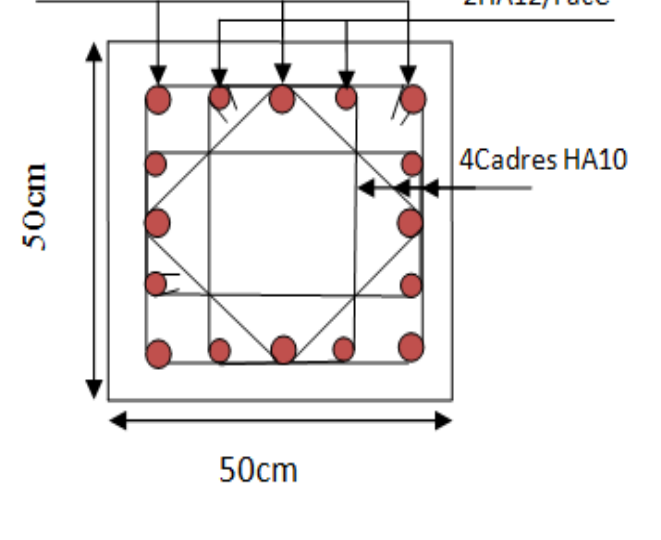
Travée



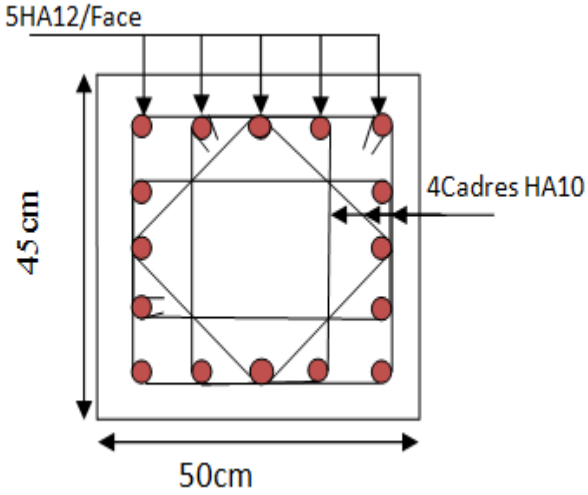
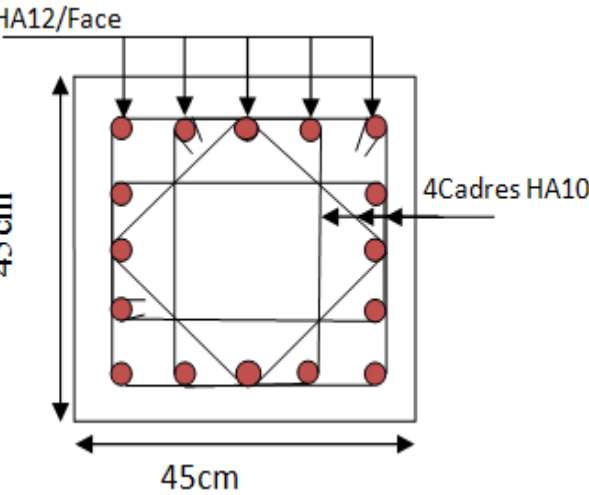
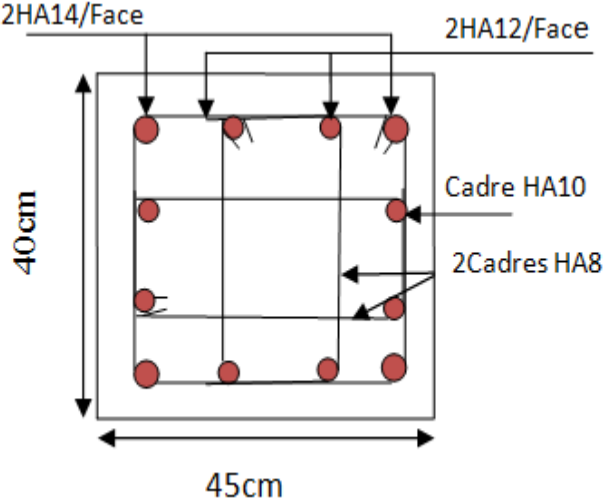
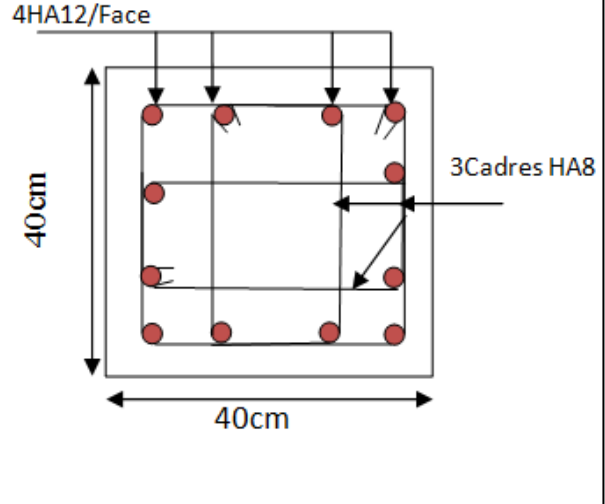
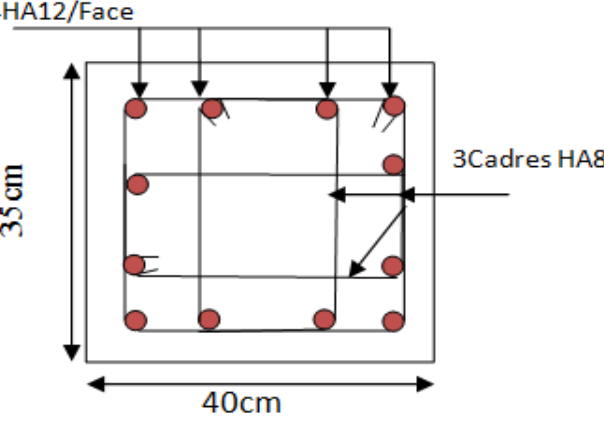
Appui

Schémas de ferrailage des poutres principales (30×45)

Annexe 5

 <p>2HA16/Face</p> <p>3HA14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>60cm</p> <p>4Cadres HA10</p>	 <p>5HA14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55cm</p> <p>4Cadres HA10</p>
<p>Schéma de ferrailage de RDC</p>	<p>schéma de ferrailage de 1^{er} et 2^{ème} étage</p>
 <p>4HA14/Face</p> <p>1HA12/Face</p> <p>50cm</p> <p>55cm</p> <p>4Cadres HA10</p>	 <p>3HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p> <p>50cm</p> <p>50cm</p> <p>4Cadres HA10</p>
<p>Schéma de ferrailage de 3^{ème} étage</p>	<p>Schéma de ferrailage de 4^{ème} étage</p>

Annexe 5

 <p>5HA12/Face</p> <p>45 cm</p> <p>50cm</p> <p>4Cadres HA10</p>	 <p>5HA12/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45cm</p> <p>4Cadres HA10</p>
<p>Schéma de ferrailage de 5^{ème} étage</p>	<p>Schéma de ferrailage de 6^{ème} étage</p>
 <p>2HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p> <p>40cm</p> <p>45cm</p> <p>Cadre HA10</p> <p>2Cadres HA8</p>	 <p>4HA12/Face</p> <p>40cm</p> <p>40cm</p> <p>3Cadres HA8</p>
<p>Schéma de ferrailage de 7^{ème} étage</p>	<p>Schéma de ferrailage de 8^{ème} étage</p>
 <p>4HA12/Face</p> <p>35cm</p> <p>40cm</p> <p>3Cadres HA8</p>	<p>Schéma de ferrailage des poteaux</p>
<p>Schéma de ferrailage de 9^{ème} étage</p>	<p>Schéma de ferrailage des poteaux</p>