



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa -
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+09+ENTRESOL) A USAGE COMMERCIAL ET HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES-PORTIQUES)

Présenté par

MLLE. TALBI KENZA

MLLE. AREZKI FATMA

Encadré par

MR. RAMDANI LYES

SOUTENU LE 16 - 09 - 2017 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

MR. ATTAL RIAD Président

MME. BOUSSA LEILA Examinatrice

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à,

Mes chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et remerciements pour leurs encouragements, leur aide et leur éducation.

Ce travail est le fruit de vos sacrifices, puisse dieu vous préserver et vous accorder longue vie et bonheur.

Ma grande sœur ibtissem, présente dans tous mes moments d'examens par son soutien moral et encouragements.

Ma petite sœur lynda et son époux rénald, qui m'ont toujours soutenu malgré la distance.

Ma sœur yasmine, son époux yacine et mes chères neveux aris et anis.

Mon grand père, longue vie à lui.

Mon cousin tahar qui a toujours été présent dans les pires comme dans les meilleurs moments de ma vie.

Mes oncles et mes tantes.

Mes cousines et cousins.

A tous mes amis surtout jugurta, et à ces personnes qui ont cru en moi et qui m'ont jamais laissé tombé.

A ces personnes qui ont voulu être présentes mais n'ont pas pu.

A ma binôme.

A toute la famille Talbi et Bessaa.

A ma deuxième famille ACT.

A toute la promotion 2016/2017.

Kenza TALBI

Dédicaces



Je dédie ce mémoire ;

A mes très chers parents.

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance.

A mes sœurs et frères

A tout mes amis(e)

Dymia , fairouz, kamel , bissem , samir ,sadek.

A ma binôme.

A toute la promotion 2016/2017.

Fatma AREZKI.

Remerciements



Nous tenons à exprimer en premier lieu nos remerciements aux membres du jury, puissent ils trouver ici l'expression de notre reconnaissance pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous tenons à exprimer nos plus vifs remerciements à notre encadrant, M. RAMDANI pour avoir suivi et accordé un grand intérêt à notre travail, et pour la patience dont il a fait part à notre égard.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à M. BENYAHIA, de nous avoir remis les plans nécessaires de ce présent travail.

Nous devons chaque bribe de notre connaissance à nos enseignants du département de génie civil qui ont si bien mené leur noble quête d'enseigner les bases du Génie Civil. Nous les remercions non seulement pour le savoir qu'ils nous ont transmis, mais aussi pour la fierté et l'ambition que leurs personnes nous inspirent.

Nous tenons également à remercier toute la promotion 2016/2017 Génie Civil pour la sagesse et l'amitié qu'elle a fait preuve.

Nous exprimons notre gratitude à nos deux familles pour le soutien et les encouragements dont elles ont fait preuve, à toute l'équipe ACT qui nous a permis d'acquérir toute la richesse culturelle.

Enfin, nos remerciements les plus sincères vont à toute personne ayant eu la bonté et la patience de satisfaire notre curiosité et de nous aider dans notre travail par leurs précieux conseils, réponses et recommandations.

Kenza TALBI,

Fatma AREZKI.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	20
CHAPITRE 1	GENERALITES ET DESCRIPTION DE
L'OUVRAGE	21
1.1 INTRODUCTION	21
1.2 PRESENTATION DU PROJET.....	21
1.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT	22
1.4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU SOL.....	22
1.5 INTRODUCTION ET HISTORIQUE SUR LE BETON ARME	23
1.5.1 Introduction	23
1.5.2 Historique	23
1.5.3 Principe du béton armé	23
1.5.4 Règlements et normes utilisés :.....	24
1.6 HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	25
1.6.1 Définitions.....	25
1.6.2 Hypothèses fondamentales.....	26
1.7 LES MATERIAUX ET LEURS COMPORTEMENT	27
1.7.1 Le béton	27
1.7.2 L'acier	32
1.8 ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL.....	34
1.8.1 Les actions	34
1.8.2 Les sollicitations.....	35
CHAPITRE 2	PRES-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS.....	37
2.1 INTRODUCTION	37
2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	37
2.2.1 Les planchers.....	37
2.2.2 Acrotère	43
2.2.3 L'ascenseur.....	44
2.2.4 Les escaliers	45
2.3 PRES DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	53
2.3.1 Prés dimensionnement des voiles.....	53
2.3.2 Prés dimensionnement des poutres	55
2.3.3 Prés dimensionnement des poteaux	56
→ PRE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU B2	61
→ PRE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU B3	67

2.4	CONCLUSION	71
CHAPITRE 3		ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES
72		
3.1	INTRODUCTION	72
3.2	CALCUL DES PLANCHERS.....	72
3.2.1	Plancher à corps creux.....	72
3.3	ETUDE DE L'ACROTERE.....	115
3.4	FERRAILLAGE DE L'ESCALIER	123
3.4.1	Escalier du rez-de-chaussée	123
3.4.2	Escalier de l'étage courant.....	137
3.4.3	Etude de la poutre palière :	137
3.4.4	Calcul de la poutre brisée :	143
3.5	CALCUL DES CHAINAGES	149
3.5.1	Définition.....	149
3.5.2	Dimensionnement	149
3.5.3	Ferraillage de la poutre	150
3.6	ETUDE DES PLANCHERS A DALLE PLEINE	152
3.6.1	Calcul des dalles pleines.....	152
3.6.2	Schéma de ferrailages des dalles calculées.....	170
3.7	ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	171
3.7	CONCLUSION	177
CHAPITRE 4		MODELISATION DE LA STRUCTURE
ET ETUDE DYNAMIQUE		178
4.1	INTRODUCTION	178
4.2	OBJECTIFS ET EXIGENCES.....	178
4.3	MODELISATION DE LA STRUCTURE	179
4.3.1	Présentation du logiciel de calcul	179
4.3.2	Présentation du modèle de calcul.....	180
4.4	LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	180
4.5	DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE	181
4.5.1	Modélisation de la structure.....	183
4.6	CONCLUSION	195
CHAPITRE 5		196
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX		196
5.1	INTRODUCTION	196
5.2	ETUDE DES POUTRES.....	196
5.2.1	Recommandations du RPA 99/2003.....	197
5.2.2	Calcul du ferrailage	198
5.3	ETUDE DES POTEAUX	205
5.3.1	Recommandation du RPA 99/ version 2003	205
5.3.2	Calcul des sollicitations.....	207
5.3.3	Calcul du ferrailage	208
5.3.4	Vérification des zones nodales	218
5.4	ÉTUDE DES VOILES	220
5.4.1	Introduction	220
5.4.2	Recommandation du RPA99 version 2003.....	220

5.4.3	Calcul des sollicitations.....	222
5.4.4	Calcul du ferrailage dans les voiles.....	222
5.4.5	Schéma de ferrailage	226
5.5	CONCLUSION	226
	CHAPITRE 6	228
	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	228
6.1	INTRODUCTION	228
6.2	CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS :.....	228
6.2.1	Vérification de la semelle isolée.....	230
6.2.2	Vérification de la semelle filante.....	231
6.2.3	Vérification d'un radier général	232
6.1	DIMENSIONNEMENT DU RADIER	232
6.1.1	Vérifications nécessaires.....	235
6.2	FERRAILAGE DU RADIER GENERAL.....	237
6.3	ETUDE DES NERVURES	241
	CONCLUSION GENERALE	255
	BIBLIOGRAPHIE	257
	ANNEXE 1.....	258
	ANNEXE 2.....	259
	ANNEXE 3.....	260
	ANNEXE 4.....	261

TABLE DES FIGURES

Figure 1.1. Déformation d'une poutre. (a) Déformation d'une poutre en béton sans armatures ; (b) Déformation d'une poutre en béton avec armatures. [10].....	24
Figure 1.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton. [06]	28
Figure 1.3. Diagramme contraintes – déformations du béton.	30
Figure 1.4. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier. (<i>Article A.2.2.2</i>) [06] ...	34
Figure 2.2. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.	38
Figure 2.1. Coupe plancher à corps creux.	38
Figure 2.3. Disposition des poutrelles dans les différents Planchers.....	39
Figure 2.4. Coupe transversale d'une poutrelle.....	40
Figure 2.5. Disposition des différents panneaux en dalle pleine.	42
Figure 2.6. Schéma de l'acrotère.....	44
Figure 2.7. Schéma de l'ascenseur.....	45
Figure 2.8. Schéma de l'escalier.	45
Figure 2.9. Vue en 3D de l'escalier étage courant.	46
Figure 2.10. Schéma de l'escalier. (a) Modélisation sur le logiciel robot de l'escalier de l'étage courant ; (b) schéma architectural.....	47
Figure 2.11. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.....	47
Figure 2.12. Schéma statique de la volée 2.....	48
Figure 2.13. Modélisation sur le logiciel robot de la poutre brisée.	49
Figure 2.14. Vue en 3D de l'escalier du rez-de-chaussée (RDC).....	50
Figure 2.15. Schéma de l'escalier. (a) Modélisation sur le logiciel robot de l'escalier du RDC ; (b) schéma architectural.....	50
Figure 2.16. Schéma statique de l'escalier du RDC.....	51
Figure 2.18. Modélisation sur logiciel robot de la poutre palière.....	52
Figure 2.17. Schéma statique du porte à faux.....	52
Figure 2.19. Coupe d'un voile (a) en plan ; (b) en élévation.....	54
Figure 2.20. Coupe des différentes formes d'un voile en plan.....	54
Figure 3.1. Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	74
Figure 3.2. Moments sur une poutre à deux travées.....	74
Figure 3.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	75
Figure 3.4. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à plusieurs travées. .	75

Figure 3.5. Les différents types de poutrelles.....	77
Figure 3.6. Schéma statique de la poutrelle (type1) du plancher RDC.	79
Figure 3.7. Schéma statique de la poutrelle (type 4) du plancher RDC (à usage commercial).	83
Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	114
Figure 3.9. Coupe transversale de l'acrotère.	115
Figure 3.10. Coupe transversale de la section à ferrailer.	118
Figure 3.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).	122
Figure 3.12. Schéma statique de l'escalier du RDC (partie 1).	123
Figure 3.13. Coupe transversale de la section à ferrailer.	127
Figure 3.14. Schéma de ferrailage de la volée V1'.	129
Figure 3.15. Schéma statique de l'escalier.	129
Figure 3.16. Coupe transversale de la section à ferrailer.	132
Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la volée V1.	134
Figure 3.18. Schéma statique de la volée V2.	135
Figure 3.19. Schéma statique de la poutre palière	137
Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	143
Figure 3.21. Représentation du chargement revenant à la poutre brisée.....	143
Figure 3.22. Schéma statique de la poutre brisée.....	144
Figure 3.23. schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	149
Figure 3.24. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	149
Figure 3.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	152
Figure 3.26. représentation des panneaux de dalle D1, D2, D3 et D4.....	153
Figure 3.27. Schéma statique du panneau de dalle D2.	154
Figure 3.28. représentation des panneaux de dalle D5 et D6.	155
Figure 3.29. Schéma statique du panneau de dalle D5.	155
Figure 3.30. représentation du panneau de dalle D7.	160
Figure 3.31. représentation du panneau de dalle D8.	164
Figure 3.32. représentation du panneau de dalle d'ascenseur.....	167
Figure 3.33. Schéma de ferrailage de la dalle D5.....	170
Figure 3.34. Schéma de ferrailage de la dalle D7.....	170
Figure 3.35. Schéma de ferrailage de la dalle D8.....	171
Figure 3.36. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	171
Figure 3.37. Schéma de la dalle et de sa surface d'impact.....	173
Figure 4.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT.	179
Figure 4.2. Disposition des voiles.....	183
Figure 4.3. 1 ^{er} mode de vibration (translation selon l'axe X)	185
Figure 4.4. 2 ^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y)	185
Figure 4.5. 3 ^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)	186

Figure 4.6. Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.....	189
Figure 4.7. Pourcentages des charges horizontales selon X-X reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.	190
Figure 4.8. Pourcentages des charges horizontales selon Y-Y reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.	191
Figure 5.1. Schéma de ferrailage de poutre principale.....	204
Figure 5.2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	205
Figure 5.3. Zone nodale.....	206
Figure 5.4. Section du poteau à ferrailer.....	209
Figure 5.5. Section à ferrailer.....	210
Figure 5.6. Section à ferrailer.....	215
Figure 5.7. Les schémas de ferrailage des poteaux des différents niveaux.	217
Figure 5.8. Schéma de la zone nodale	218
Figure 5.9. Schéma des contraintes	223
Figure 5.10. Exemple du schéma de ferrailage du voile Vx1 du RDC.....	226
Figure 6.1. schéma de ferrailage du radier	241
Figure 6.2. Schéma des lignes de ruptures de la dalle.....	241
Figure 6.3. Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens X-X).....	242
Figure 6.4. Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens Y-Y).....	242
Figure 6.5. Schéma de ferrailage de la nervure suivant xx.....	248
Figure 6.6. Schéma de ferrailage de la nervure suivant yy.	248
Figure 6.7. Répartition des contraintes sur le mur.....	250
Figure 6.8. Schéma de ferrailage du mur adossé.	253
Figure 6.9. Images illustrant la mise en place d'un barbacane et d'un système de drainage dans un mur adossé.....	253

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Dosage pour 1m ³ de béton.....	27
Tableau 1.2. Tableau des résistances caractéristiques du béton. [08] [10]	29
Tableau 1.3. f_e en fonction du type d'acier.....	32
Tableau 2.1. Récapitulatif des résultats du pré-dimensionnement des dalles pleines.....	43
Tableau 2.2. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 1.	48
Tableau 2.3. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 2.	49
Tableau 2.4. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 1'.	52
Tableau 2.5. Epaisseurs des voiles.	54
Tableau 2.6. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	56
Tableau 2.7. Evaluation des charges revenant au plancher courant (20+4).	57
Tableau 2.8. Evaluation des charges revenant au plancher courant (16+4).	57
Tableau 2.9. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux (16+4).	57
Tableau 2.10. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à	58
Tableau 2.11. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	58
Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	58
Tableau 2.13. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	59
Tableau 2.14. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	59
Tableau 2.15. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	59
Tableau 2.16. Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.....	60
Tableau 2.17. Surface afférente du poteau B2.....	61
Tableau 2.18. Résultats de la descente de charge du poteau (B2).....	63
Tableau 2.19. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	65

Tableau 2.20. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.	67
Tableau 2.21. Surface afférente du poteau B3.....	68
Tableau 2.22. Résultats de la descente de charge du poteau (B3).....	69
Tableau 3.1. les différents types de poutrelles.	78
Tableau 3.2. les chargements sur les poutrelles.	78
Tableau 3.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.	79
Tableau 3.4. moments isostatique (poutrelle type 1 (RDC)).	81
Tableau 3.5. moments aux appuis (poutrelle type1 (RDC)).....	81
Tableau 3.6. Moments en travées (poutrelles type 1 (RDC)).....	82
Tableau 3.7. Efforts tranchants (poutrelle type1 (RDC)).	83
Tableau 3.8. Les charges reprises par la poutrelle (type 4).	85
Tableau 3.9. moments aux appuis (poutrelle type4 (RDC)).....	86
Tableau 3.10. Moments en travées (poutrelle type4 (RDC)).	87
Tableau 3.11. Efforts tranchants (poutrelles type 4 (RDC)).	88
Tableau 3.12. Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (RDC).	88
Tableau 3.13. Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (RDC))..	93
Tableau 3.14. Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (RDC)).	94
Tableau 3.15. Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).....	95
Tableau 3.16. calcul des contraintes (poutrelles type 1 (RDC)).	96
Tableau 3.17. calcul du coefficient μ (poutrelles (type 1) du plancher RDC).....	96
Tableau 3.18. Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (RDC)).....	97
Tableau 3.19. Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).....	97
Tableau 3.20. Revérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).....	98
Tableau 3.21. Sollicitations des poutrelles du plancher E/Sol.....	98
Tableau 3.22. Sollicitations des poutrelles du plancher RDC.	99
Tableau 3.23. Sollicitations des poutrelles du plancher des étages (1 ^{er} au 9 ^{eme}).	100
Tableau 3.24. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).....	101
Tableau 3.25. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible2 (16+4).	101
Tableau 3.26. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage de l'E/Sol (20+4).	102
Tableau 3.27. Ferrailage du plancher E/Sol (20+4).....	102
Tableau 3.28. Vérifications au cisaillement du plancher E/Sol (20+4).	102
Tableau 3.29. Vérification des contraintes du plancher de l'E/Sol (20+4).	102
Tableau 3.30. Vérification de la flèche du plancher de l'E/Sol (20+4).	103

Tableau 3.31. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage de l'E/Sol (16+4).....	103
Tableau 3.32. Ferrailage du plancher E/Sol (16+4).....	103
Tableau 3.33. Vérifications au cisaillement du plancher E/Sol (16+4)	104
Tableau 3.34. Vérification des contraintes du plancher de l'E/Sol (16+4).	104
Tableau 3.35. Vérification de la flèche du plancher de l'E/Sol (16+4).....	104
Tableau 3.36. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du RDC (20+4).....	104
Tableau 3.37. Ferrailage du plancher RDC (20+4).....	105
Tableau 3.38. Vérifications au cisaillement du plancher RDC (20+4).....	105
Tableau 3.39. Vérification des contraintes du plancher RDC (20+4).	105
Tableau 3.40. Vérification de la flèche du plancher RDC (20+4).....	105
Tableau 3.41. Revérification de la flèche du plancher RDC (20+4).....	106
Tableau 3.42. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du RDC (16+4).....	106
Tableau 3.43. Ferrailage du plancher RDC (16+4).....	106
Tableau 3.44. Vérifications au cisaillement du plancher RDC (16+4).....	107
Tableau 3.45. Vérification des contraintes du plancher RDC (16+4).	107
Tableau 3.46. Vérification de la flèche du plancher RDC (16+4).....	107
Tableau 3.47. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher courant (20+4).	107
Tableau 3.48. Ferrailage du plancher courant (20+4).	108
Tableau 3.49. Vérifications au cisaillement du plancher courant (20+4).....	108
Tableau 3.50. Vérification des contraintes du plancher courant (20+4).	108
Tableau 3.51. Vérification de la flèche du plancher courant (20+4).....	108
Tableau 3.52. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher courant (16+4).	109
Tableau 3.53. Ferrailage du plancher courant (16+4).	109
Tableau 3.54. Vérifications au cisaillement du plancher courant (16+4).....	109
Tableau 3.55. Vérification des contraintes du plancher courant (16+4).	109
Tableau 3.56. Vérification de la flèche du plancher courant (16+4).....	110
Tableau 3.57. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher terrasse inaccessible 1(20+4).	110
Tableau 3.58. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).	110
Tableau 3.59. Vérifications au cisaillement du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).	111
Tableau 3.60. Vérifications des contraintes du plancher terrasse inaccessible 1(20+4).	111
Tableau 3.61. Vérification de la flèche du plancher terrasse inaccessible1 (20+4).	111

Tableau 3.62. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	111
Tableau 3.63. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	112
Tableau 3.64. Vérifications au cisaillement du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	112
Tableau 3.65. Vérification des contraintes du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	112
Tableau 3.66. Vérifications de la flèche du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	112
Tableau 3.67. charges revenant sur l'acrotère.	116
Tableau 3.68. Combinaisons d'action de l'acrotère.	117
Tableau 3.69. calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier RDC à l'ELS.	126
Tableau 3.70. Sollicitations maximales dans l'escalier (RDC).	127
Tableau 3.71. Ferrailage de la volée (v1') du RDC.	127
Tableau 3.72. Vérification des contraintes en travée et en appui.	128
Tableau 3.73. calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier RDC à l'ELS.	131
Tableau 3.74. Sollicitations maximales dans l'escalier (RDC).	132
Tableau 3.75. Ferrailage de la volée (v1) du RDC.	132
Tableau 3.76. Vérification des contraintes en travée et en appui.	133
Tableau 3.77. Charges revenant à l'escalier.	134
Tableau 3.78. Vérification de la flèche.	134
Tableau 3.79. Ferrailage de la volée (v2) du RDC.	136
Tableau 3.80. Vérification des contraintes en travée et en appui.	137
Tableau 3.81. calcul des sollicitations dans la poutre palière.	139
Tableau 3.82. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	139
Tableau 3.83. ferrailage globale de la poutre palière.	141
Tableau 3.84. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.	145
Tableau 3.85. ferrailage globale de la poutre brisée.	147
Tableau 3.86. sections d'armatures de calcul en flexion simple et en torsion de la poutre brisée.	148
Tableau 3.87. Résumé des résultats du ferrailage de la poutre de chaînage.	151
Tableau 3.88. Vérifications des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.	151
Tableau 3.89. Dimensions et ρ des panneaux D1, D2, D3 et D4.	153
Tableau 3.90. Estimation des moments dans le panneau D5.	154
Tableau 3.91. Dimensions et ρ des panneaux D5et D6.	155
Tableau 3.92. Estimation des moments dans le panneau D5.	156

Tableau 3.93. Calcul du ferrailage du panneau D5.	157
Tableau 3.94. Dimensions et ρ des panneaux D5et D6.....	160
Tableau 3.95. Estimation des moments dans le panneau D7.....	161
Tableau 3.96. Calcul du ferrailage du panneau D7.	162
Tableau 3.97. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle D7.....	163
Tableau 3.98. Dimensions et ρ des panneaux D5et D6.....	164
Tableau 3.99. Estimation des moments dans le panneau D8.....	165
Tableau 3.100. Calcul du ferrailage du panneau D8.....	165
Tableau 3.101. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle D8.	166
Tableau 3.102. Dimensions et ρ du panneau de la dalle d'ascenseur.....	167
Tableau 3.103. Estimation des moments dans du panneau de la dalle d'ascenseur.	168
Tableau 3.104. Calcul du ferrailage du panneau de la dalle d'ascenseur.....	168
Tableau 3.105. Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.	169
Tableau 3.106. Dimensions et ρ de l'ascenseur	172
Tableau 3.107. Estimation des moments dans du panneau de la dalle d'ascenseur.	175
Tableau 3.108. Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.	175
Tableau 3.109. Efforts tranchants dans la dalle d'ascenseur.....	176
Tableau 3.110. moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur.	176
Tableau 3.111. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle de l'ascenseur.	177
Tableau 4.1. Valeurs du facteur de qualité.	182
Tableau 4.2. Période et taux de participation massique.....	184
Tableau 4.3. Vérification de la résultante sismique.....	188
Tableau 4.4. Justification de l'interaction sous charges verticales.	189
Tableau 4.5. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).190	
Tableau 4.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).191	
Tableau 4.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	192
Tableau 4.8. Vérification vis-à-vis des déformations sens (X-X)	193
Tableau 4.9. Vérification vis-à-vis des déformations sens (Y-Y)	193
Tableau 4.10. Vérification des effets P- Δ sen X-X	195
Tableau 4.11. Vérification des effets P- Δ sen Y-Y	195
Tableau 5.1. <i>Sollicitations maximales dans les poutres</i>	198
Tableau 5.2. Ferrailage des poutres.....	199
Tableau 5.3. Nombre de barre du ferrailage des poutres.	199
Tableau 5.4. Sollicitations maximales dans les poutres non associées aux voiles.	199
Tableau 5.5. Ferrailage des poutres non associées aux voiles.	200

Tableau 5.6. Nombre de barre du ferrailage des poutres.	200
Tableau 5.7. Vérification des contraintes tangentielles.	201
Tableau 5.8. Calcul des espacements des barres dans les poutres	202
Tableau 5.9. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres.	203
Tableau 5.10. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	206
Tableau 5.11. Sollicitations dans les poteaux.	208
Tableau 5.12. ferrailage des poteaux.	212
Tableau 5.13. armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	213
Tableau 5.14. vérification au flambement.....	214
Tableau 5.15. Vérification des contraintes dans le béton	215
Tableau 5.16. Vérification des contraintes de cisaillement.....	216
Tableau 5.17. Moments résistants dans les poteaux.....	218
Tableau 5.18. Moments résistants dans les poutres à tous les niveaux.....	219
Tableau 5.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	219
Tableau 5.20. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.	219
Tableau 5.21. calcul des sollicitations dans les voiles.	222
Tableau 5.22. ferrailage du voile V_{x1}	224
Tableau 5.23. ferrailage du voile V_{yA}	225
Tableau 5.24. ferrailage du voile V_{yD}	225
Tableau 6.1. Ferrailage du radier.	239
Tableau 6.2. Vérification des contraintes dans le radier.	240
Tableau 6.3. calcul des sollicitations dans les nervures à l'ELU.....	244
Tableau 6.4. calcul des sollicitations dans les nervures à l'ELU.....	245
Tableau 6.5. Ferrailage des nervures.....	246
Tableau 6.6. Ferrailage des nervures.....	246
Tableau 6.7. Vérification des contraintes dans les nervures.....	248
Tableau 6.8. Calcul du ferrailage du mur adossé.....	251
Tableau 6.9. Vérification des contraintes dans le mur adossé.	252

NOTATIONS ET SYMBOLES

Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal) ;

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales ;

B : Aire d'une section de béton ;

E_s : Module de Young de l'acier ;

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours ;

E_{vj} : Module de Young différé à l'âge de j jours ;

F : Force ou action en général ;

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton ;

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service ;

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime ;

N_{ser} : Effort normal de calcul de service ;

N_u : Effort normal de calcul ultime ;

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

V_u : Effort tranchant de calcul ultime ;

W : Résultante des actions du vent.

Minuscules Romaines

a : Largeur d'un poteau ;

a' (ou b') : Dimension d'une fondation ;

b : Largeur d'une poutre, ou d'un poteau ;

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre ;

d (et d') : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton ;

e : Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jour ;

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour ;

g : Charge permanente unitaire ;

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation ;

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre ;

h_t : Hauteur totale du plancher ;

i : Rayon de giration d'une section ;

j : Nombre de jours de maturité du béton ;

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau ;

l_s : Longueur de scellement droite ;

l_f : Longueur de flambement ;

η : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

q : Charge permanente unitaire ;

s_t : Espacement des armatures transversales ;

u : Périmètre ;

x : Abscisse ;

y : Ordonnée ;

y_s : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS ;

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU ;

z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.

Minuscules grecs

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne (alpha) ;

α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU ;

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma) ;

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton ;

$\xi_{bc\ max}$: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon) ;

ξ_{sc} : Déformation des armatures comprimées ;

ξ_{st} : Déformation des armatures tendues ;

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (êta) ;

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda) ;

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu) ;

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU ;

ν : Coefficient de poisson (nu) ;

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho) ;

σ : Contrainte normale (sigma) ;

$\sigma_{bc\ max}$: Contrainte maximale du béton comprimé ;

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus ;

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés ;

τ : Contrainte tangente (tau) ;

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle ;

τ_s : Contrainte d'adhérence ;

φ : Coefficient de fluage (phi) ;

ϕ_l : Diamètre d'une armature longitudinale ;

ϕ_t : Diamètre d'une armature transversale ;

Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

m, (***cm***, ***mm***) : Longueur, dimension, portée en mètre ;

***cm*²** : Section en centimètre carrée ;

***m*²** : Section en mètre carré ;

KN(***N***, ***MN***) : Charge ponctuelle ;

KNm*⁻¹**(Nm*⁻¹**, ***MNm*⁻¹**) : Charge linéique ;

KNm*⁻²**(Nm*⁻²**, ***MNm*⁻²**) : Charge surfacique ;

KNm*⁻³**(Nm*⁻³**, ***MNm*⁻³**) : Charge volumique ;

KN.m : Moment ;

ml : Mètre linéaire ;

MPa(***Pa***, ***kPa***) : Contrainte .

Une conversion bien utile

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$$

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte

$$1 \text{ bar} = 1 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{et} \quad 10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$$

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est une discipline très vaste. Elle regroupe les constructions civiles, du tunnel ferroviaire à la centrale nucléaire, en passant par le pont, le barrage et le bâtiment. Les principes structurels de ces constructions sont très variés, comme, le fonctionnement en poteau-poutre, le pont suspendu, le treillis, etc. Ces différents types de structures s'expriment dans différents matériaux comme l'acier, le béton, le bois, mais aussi le verre, les matériaux composites et d'autres. Les métiers du génie civil sont également très nombreux, selon le domaine (géotechnique, thermique, structure, etc.) ou l'étape du projet de construction (bureau d'étude, méthodes, suivi de chantier, planning, etc.).

Dans ce présent travail, nous nous intéresserons à une structure en béton armé, c'est-à-dire aux éléments qui permettent le transfert des charges jusqu'au support, le sol. En pratique, leur calcul se fait généralement à l'aide de simulations numériques et les résultats doivent vérifier les codes de constructions réglementaires. Néanmoins ce dernier est souvent précédé d'un calcul manuel (calcul statique), afin d'en comprendre le fonctionnement rapidement et définir de façon plus raffinée les sections nécessaires utilisées dans la méthode numérique.

En effet ; le projet qui nous a été proposé porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+09+entre sol), il regroupe à la fois, commerces et logements d'habitations défini au premier chapitre. Tandis que le deuxième et le troisième chapitre se résument au calcul statique, autrement dit un pré dimensionnement des différents éléments de la structure. Le quatrième chapitre, quant à lui s'attache à la modélisation de la structure, en vu d'appréhender le comportement sismique et d'adopter une disposition des voiles appropriée à la structure.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le cinquième chapitre. Enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de ce travail.

CHAPITRE 1

GENERALITES ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

L'objet de notre travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs avec une préalable description de notre projet.

1.2 Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude, qui a été conçue par le bureau EPAUC architecte ; Est un bâtiment constitué d'un seul bloc en béton armé de onze niveaux (RDC + (09) étages + (02) terrasses inaccessibles avec entre sol). L'entre sol est réservé pour un parking, le rez-de-chaussée pour des garages et les autres niveaux sont destinés à usage d'habitation.

Son implantation est prévue au lieu, dit, zone industriel dans la commune de Bejaia (voir plan de masse en annexe) qui d'après les règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 est classée en zone de moyenne sismicité (en zone IIa).

1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

Dimensions en élévation :

- hauteur du bloc est de 31.96 m (sans l'acrotère).
- hauteur de l'entre sol est de 3,06 m.
- hauteur du Rez-de-chaussée est de 4,42 m.
- hauteur de l'étage courant est de 3,06 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale : $L=20,00$ m (sens longitudinal).
- Largeur totale : $l = 23.30$ m (sens transversal).

1.4 Caractéristiques géométriques du sol

Lors d'un projet d'aménagement, tout constructeur doit (de manière à assurer la pérennité des futurs ouvrages) prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol du site où il est prévu de réaliser cet aménagement. Cette prise en compte permet d'adapter le projet au site envisagé, de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût et de se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines, de ce fait suite à la demande du maître de l'ouvrage, une étude géotechnique du site était procédée par la société d'étude et de contrôle technique et le laboratoire d'analyse de sol et de contrôle (LTNC).

D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ tel que les sondages pénétrométriques obtenus par le bureau chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes [voir Annexe 2].

- Une contrainte admissible du sol est de 1,6 bars obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 0.4 m ;
- Le sol est classé en catégorie S3 (meuble) selon sa nature géotechnique ;
- L'angle de frottement φ est de 24.35° , une cohésion C_{cd} de 0.06 bars, une densité humide γ_h de 2.09 t/m^3 ;
- Pour ce qui est des analyses chimiques et minéralogiques du sol ; elles indiquent une faible agressivité du sol.

1.5 Introduction et historique sur le béton armé

1.5.1 Introduction

La technique du béton armé fait appel de la matière, ce qui donne un aspect mathématique et scientifique c'est-à-dire le comportement de l'ouvrage calculé doit être fidèlement conforme aux résultats de calcul ainsi :

- Prendre connaissance du programme d'action ou prendre en considération les différentes charges ;
- Prendre connaissance de la résistance du sol sur lequel doit être édifié la structure ;
- Imaginer une structure qui va conduire toutes les charges jusqu'au sol de fondation ou elles vont trouver leurs réactions d'équilibre.

Cependant tous ces calculs ne représentent qu'une approche du comportement réel et probable de la structure où cette approximation est couverte par des coefficients de sécurité de réglementation, les formules sont souvent déduites de l'expérience après plusieurs essais.

1.5.2 Historique

En 1848 Joseph Louis Lambot a imaginé d'associer des barres d'acier avec du béton de ciment, ainsi c'est un nouveau matériau qu'il inventa. Il décida de le tester et réalisa une baraque avec ce matériau qu'il représenta à l'exposition universelle à paris en 1855. [10]

Quelques années après, J.Monier (jardinier à versaille) utilisa le même procédé pour fabriquer des pots pour fleur et arbustes. Il déposa un brevet qui a été exploité en Allemagne par l'entreprise Wayss & Freytag en 1886. [10] [12]

En 1891, Edmond Coignet utilisa des poutres préfabriquées en béton armé dans la constitution d'un immeuble en France. [10] [12]

1.5.3 Principe du béton armé

Dans la majorité des structures il y a des zones qui sont soumises à la traction et d'autres à la compression, le béton résiste bien à la compression et mal à la traction contrairement à l'acier qui résiste aux deux, d'où l'idée de mettre des barres d'acier dans les zones tendues du béton. [08] [10]

Pour mieux comprendre le principe, nous avons pris deux exemples de manipulation de deux poutres, à savoir :

1^{ère} poutre (a) : dans cette première expérience la poutre en béton n'est pas armée. Très rapidement et pour une charge faible la rupture interviendra d'une manière brutale. Pour remédier à cette insuffisance, ils ont placés des barres d'acier dans la deuxième poutre. [08]

2^{ème} poutre (b) : ainsi armée cette poutre supporte mieux les sollicitations qui lui sont imposées. En augmentant la charge on remarque la flexion de cette dernière. [08]

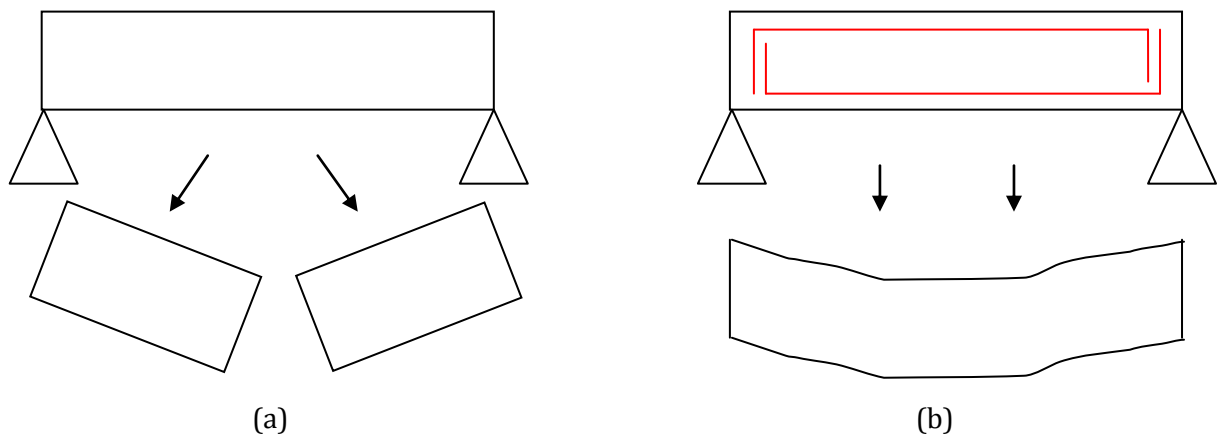


Figure 1.1. Déformation d'une poutre. (a) Déformation d'une poutre en béton sans armatures ; (b) Déformation d'une poutre en béton avec armatures. [10]

Conclusion : l'idée du béton armé consiste à combiner acier et béton dans une même pièce, de façon à ce que le béton absorbe les efforts de compression et l'acier les efforts de traction.

1.5.4 Règlements et normes utilisés :

Les ingénieurs en génie civil se servent de divers documents utilisés dans les pratiques de la construction (bâtiment et travaux publics) : règles techniques professionnelles, règlements, normes, prescriptions, etc. L'élaboration, la présentation et l'utilisation de ces documents obéissent à des conditions particulières, qui sont liées étroitement aux réalités du travail (création, production, organisation) et à l'expérience technique, en Algérie les règlements suivis sont comme suit :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

Remarque : les ingénieurs utilisent également des documents techniques unifiés (DTU), en Algérie le DTU le plus utilisé est le BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites) ;

1.6 Hypothèses de calcul aux états limites

L'état limite est un état pour lequel une condition de sécurité d'une construction ou de l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au delà de cette limite la construction cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites, à avoir :

1.6.1 Définitions

1.6.1.1 Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité de l'ouvrage qui met en cause la sécurité de l'ouvrage, ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. [08]

Il existe trois (03) états limites :

- l'équilibre statique;
- la résistance d'un élément de la construction;
- la stabilité de forme (flambement).

1.6.1.2 Etat limite de service (ELS)

Il correspond à la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son exploitation normale et sa durabilité soient assurées, autrement dit c'est l'état qui met en cause le comportement de la structure en exploitation où son dépassement engendre un désordre de fonctionnement de l'ouvrage. [08]

Il existe trois (03) limites :

- Déformation des éléments de la construction ;
- Ouverture des fissures ;
- Valeur de compression de béton.

1.6.2 Hypothèses fondamentales

1.6.2.1 Etat Limite Ultime « E L U », (Article A.4.3.2) [06]

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

1.6.2.2 Etat Limite de Service « E L S », (Article A.4.5.1) [06]

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;
- Le béton tendu est négligé;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15;
- Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé;
- on peut en outre supposer concentrée en son centre de gravité l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15%.

1.7 Les matériaux et leurs comportement

1.7.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de liant hydraulique (ciment), de granulats (sables et gravillon), de l'eau et éventuellement en faible quantité de produits d'addition (adjuvant).

Le mélange plastique ainsi obtenu est mis en œuvre dans des coffrages.

Les coffrages sont enlevés lorsque le mélange a durci et a atteint une certaine résistance. [04]

1.7.1.1 Composition du béton

Pour la préparation de un mètre cube de béton, nous avons besoin du dosage suivant : [13]

Tableau 1.1. Dosage pour 1m ³ de béton.		
	Type	Dosage
Ciment	CPA 325	350 (Kg)
Sable	0<Dg<5mm	400 (l)
Granulats	Gravillons (5<Dg< 15mm).	800 (l)
	Gravier (15<Dg<25mm).	
Eau de gâchage	$\frac{E}{C} = 0.5 \text{ à } \sec(18^\circ - 22^\circ)$	175 (l)

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500 Kg /m³.

1.7.1.2 Résistance caractéristique du béton

Les principales caractéristiques mécaniques du béton sont la résistance à la compression, la résistance à la traction et l'évolution de ces résistances dans le temps.

- **Résistance caractéristique a la compression**

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:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \text{ (Article A.2.1) [05]}$$

Avec,

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 **$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$**

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

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

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

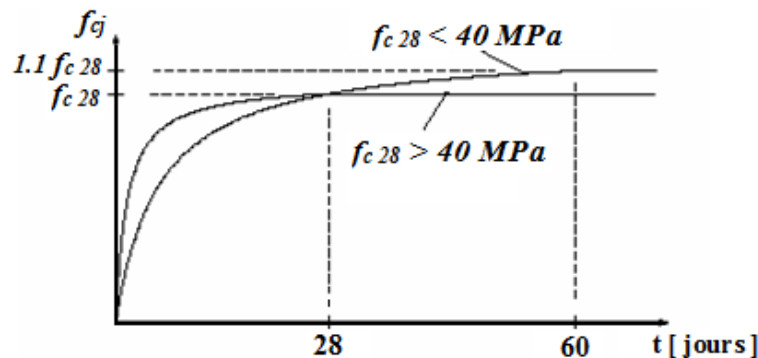


Figure 1.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton. [06]

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (Article A.2.1.1.2) [05]}$$

Avec,

$$f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Résistance caractéristique à la compression après } j \text{ jours})$$

La résistance caractéristique f_{t28} à 28 jours sera prise à **2.1 MPa**.

- **Valeurs des résistances couramment atteintes**

De façon réglementaire, les calculs sont menés en considérant les résistances à 28 jours (f_{t28} et f_{c28}).

Ces résistances varient en fonction de la composition du béton et la classe du ciment utilisée.

Tableau 1.2. Tableau des résistances caractéristiques du béton. [08] [10]				
Qualité des bétons	Dosage du ciment (kg/m ³)	Résistance moyenne visée (MPa)	Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)	
			f_{c28}	f_{t28}
Béton faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de haute résistance	400	30 à 35	25	2.1
Béton très haute résistance	400 + adjuvants	35 à 40	30	2.4

1.7.1.3 Contraintes limites

- **Contrainte limite à l'ELU**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad (\text{Article A.4.3.4}) \quad [04]$$

Avec,

La constante 0,85 est un coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton qui tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que des réductions possible de la résistance du béton par rapport à la résistance fixée à priori.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.} \\ \theta = 0,9 \text{ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0,85 \text{ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite à l'ELS**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (Article A.4.5.2) [04]}$$

1.7.1.4 Diagramme contraintes – déformations du béton

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

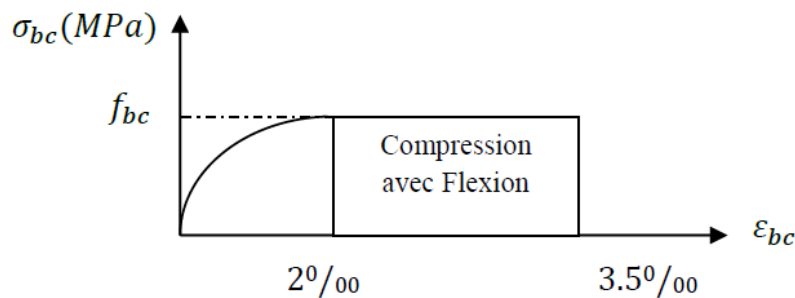


Figure 1.3. Diagramme contraintes – déformations du béton.

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec,

V : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b₀: Largeur de la section de béton considérée.

→ Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

→ Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

- **Module de déformation longitudinale**

→ Sous charge instantanée (<24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

→ Sous charge de longue durée (>24h)

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

- **Modules de déformation transversale**

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

Avec,

G : Module de glissement ;

E : module de Young ;

ν : Coefficient de poisson.

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson **ν** par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_o}{\Delta L / L_o} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec,

ξ_t : déformation limite transversale ;

ξ_L : déformation limite longitudinale.

→ Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

→ Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

1.7.2 L'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage. Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression (sous réserve que les conditions géométriques évitant le flambement soient réalisées); Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

1.7.2.1 Désignation des aciers de Béton Armé

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (Barre lisse, barre haute-adhérence)
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier, entre 0.2 et 0.5 % de carbone.
- Leur limite élastique conventionnelle (Symbole) exprimée en MPa.

Ainsi rond lisse Fe E 235 signifie :

Fe : acier (et non fer).

E : limite élastique.

235 : 235 MPa.

HA Fe e 400 signifie : acier haute-adhérence de limite élastique $f_e = 400$ N/mm².

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

Le tableau suivant donne les différentes nuances utilisées en béton armé.

Tableau 1.3. f_e en fonction du type d'acier.						
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Les nuances d'aciers utilisées dans le projet sont:

- Aciers ronds lisses *Fe E240* → $f_e = 240 \text{ MPa}$.
- Aciers haute adhérence *Fe E400* → $f_e = 400 \text{ MPa}$

1.7.2.2 Etat limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec,

F_e : Limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Action courante.

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ action accidentelle.

1.7.2.3 Etat limite de service

1- Fissuration peu nuisible (FPN): aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

2- Fissuration nuisible (FN) :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta + f_{tj}}\right) \text{ MPa (Article.4.5 ,32) [5]}$$

3- Fissuration très nuisible (FTN):

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta + f_{tj}}\right) \text{ MPa (Article.4.5, 32) [5]}$$

Avec,

f_e : nuance d'acier utilisée

f_{tj} : résistance du béton à la traction après j jours.

η : Coefficient de fissuration :

$$\eta = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots \dots \dots \text{pour les Hautes adhérences.} \end{cases}$$

1.7.2.4 Diagramme contraintes - déformations de l'acier

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

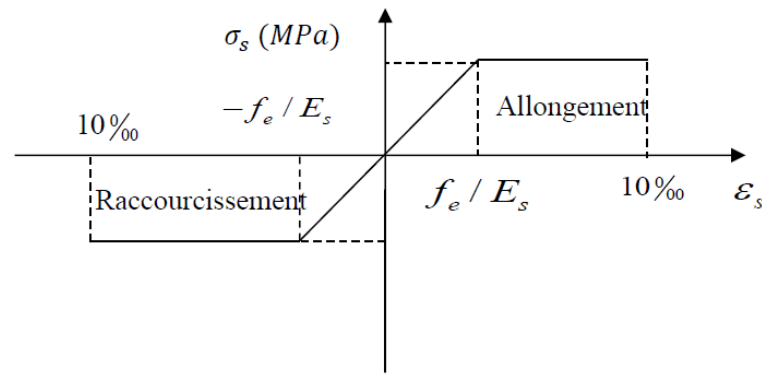


Figure 1.4. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier. (Article A.2.2.2) [06]

1.8 Actions et sollicitations de calcul

1.8.1 Les actions

Les actions résultent de l'application directe des charges ou de déformations accidentelles ou systématiques (retrait, fluage, dilatation) lorsque=elles sont bloquées ; ces actions provoquent les déformations ou les ruptures des structures.

On distingue :

1.8.1.1 Actions permanentes (G)

Elles sont notées G et ont une intensité qui est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure;
- Le poids des murs, cloisons, revêtements (etc.);
- La poussée des terres;
- La poussée des liquides.

1.8.1.2 Actions variables (Q)

Ces actions notées Q_i ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps.

On distingue les actions de base notées Q_1 et les actions d'accompagnement notées Q_i .

Ces actions comprennent :

- Les charges d'exploitation des bâtiments;
- Les charges climatiques (neige, vent);

- Les charges appliquées en cours d'exécution;
- Les effets dus à la température.

1.8.1.3 Actions accidentelles (F_A)

Les actions accidentelles résultent de phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée. Elles comprennent :

- Les séismes;
- Les explosions;
- Les chocs de véhicules ou de bateaux.

1.8.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont des éléments de réduction du torseur des forces extérieurs appliquées aux éléments de structure : les efforts normaux ou tranchants, les moments de flexion ou de torsion.

Ces sollicitations sont déterminées après combinaisons des actions suivant deux catégories liées aux états-limites définis au par avant.

Sollicitation vis-à-vis l'ELU

Dans le cas de situation durable ou transitoire, on combine les actions suivant la combinaison de base :

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

Avec,

G : désigne les charges permanentes.

Q : désigne les charges d'exploitation.

Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques données par RPA 99 Version 2003):

$G + Q + E(x/y)$

$0.8G \pm E(x/y)$

$G + Q \pm 1.2E(x/y)$ (pour le cas des poteaux dans les ossatures autostables)
--

Avec,

G et **Q** représentent les mêmes actions mentionnées précédemment.

E : représente la charge sismique.

Sollicitation vis-à-vis l'ELS

Dans le cas de situation durable ou transitoire, on combine les actions suivant la combinaison de base :

$N_S = G + Q$

Avec,

G et **Q** représentent les mêmes actions mentionnées précédemment

CHAPITRE 2

PRES-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments résistants de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelée ; Pré dimensionnement pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Par la suite, nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

2.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

2.2.1 Les planchers

Le plancher est une structure horizontale. Il permet une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs (poteaux, voiles et murs...), tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue généralement deux type de plancher :

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

2.2.1.1 Les planchers a corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 5)

- les corps creux ou "hourdis" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings) ;
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures ;
- Une dalle de compression, armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

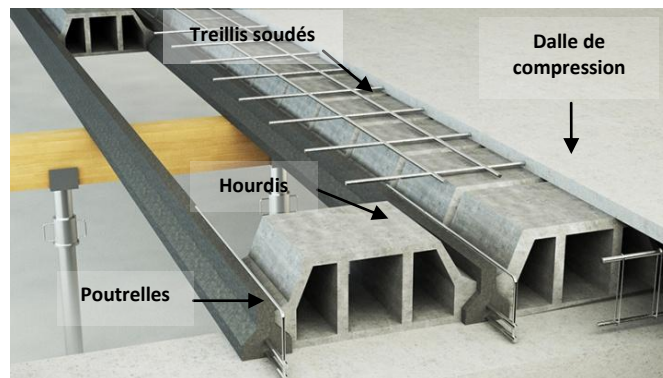


Figure 2.2. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

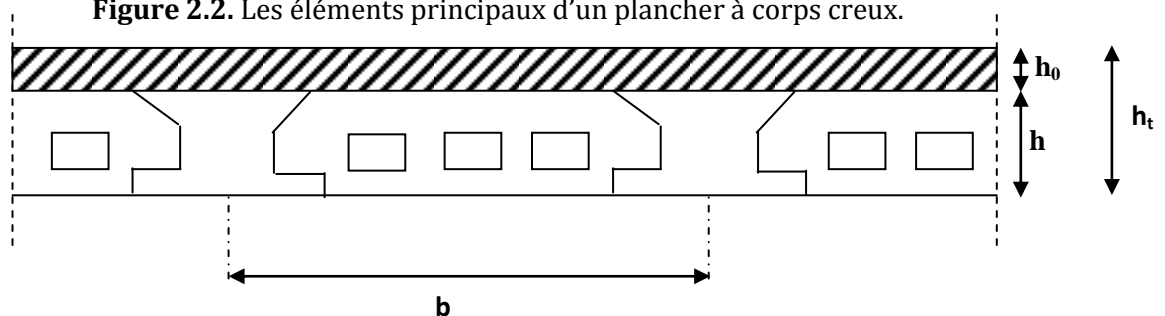


Figure 2.1. Coupe plancher à corps creux.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Article 6.8.4.2.4}) \quad [04]$$

Avec,

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

h_t : Hauteur total du plancher.

b : distance entre axes des poutrelles.

Le choix de sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée ; les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- Le critère de continuité ; les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour ce qui est de notre structure, pour des raisons économiques, nous avons opté pour deux (02) dispositions de poutrelles comme indiqué sur les figures ci-dessous.

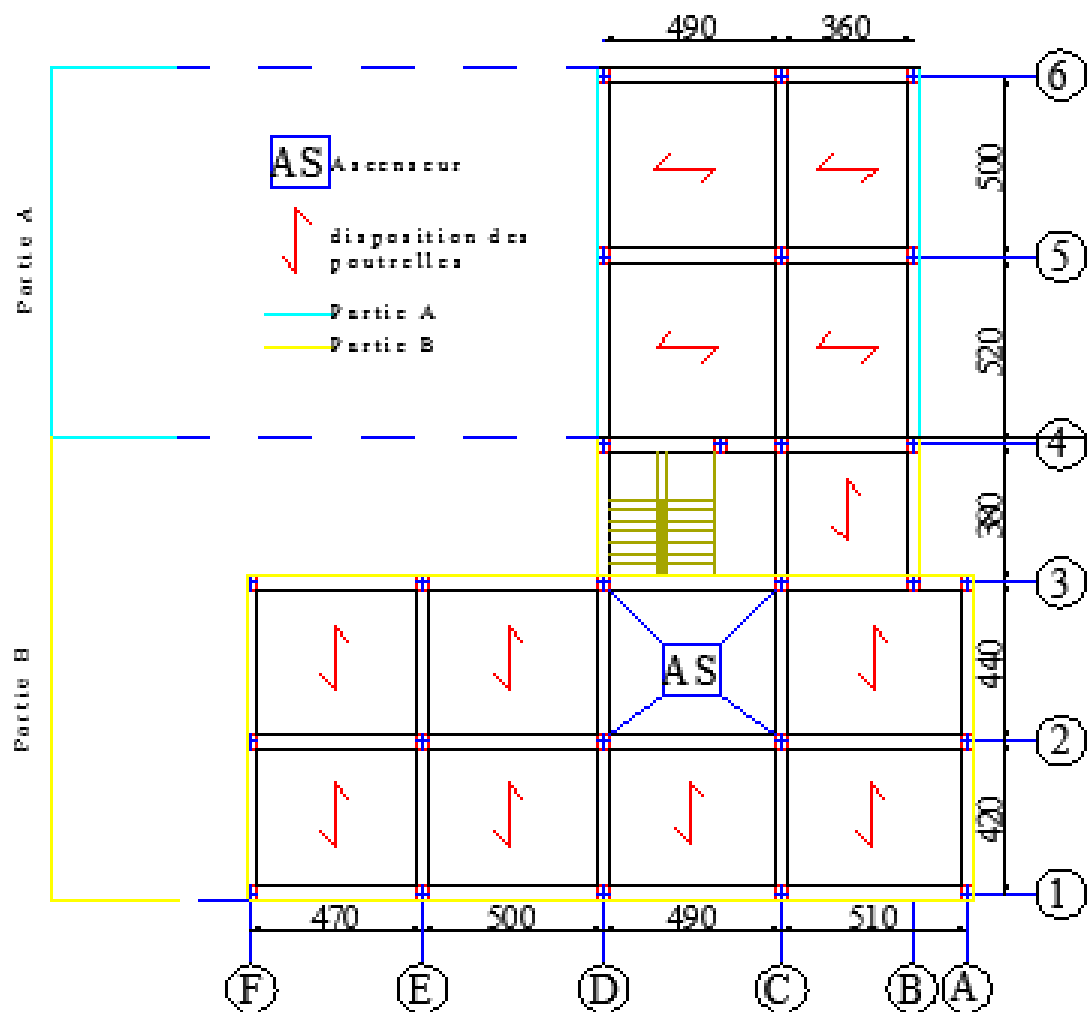


Figure 2.3. Disposition des poutrelles dans les différents Planchers.

Avec,

Partie A (R+5) → [E/sol , RDC , étage1 à 5] ;

Partie B (R+9) → [E/sol , RDC , étage1 à 9].

Suite à cette disposition et en considérant des poutres de 30 cm de largeur, le dimensionnement du plancher à corps creux sera comme suit :

Partie A

$$L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 20.44 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers de hauteur $(20+4) = 24 \text{ cm}$

Avec,

16cm : hauteur du corps creux (h).

4cm : hauteur de la dalle de compression (h_0).

Partie B

$$L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers de hauteurs $(16+4) = 20 \text{ cm}$

• Pré dimensionnement des poutrelles

D'une manière générale, une poutrelle désigne une petite poutre préfabriquée ou coulée sur place en béton armé ou précontrainte. Elle est caractérisée par sa faible section et se calcule comme des sections en T.

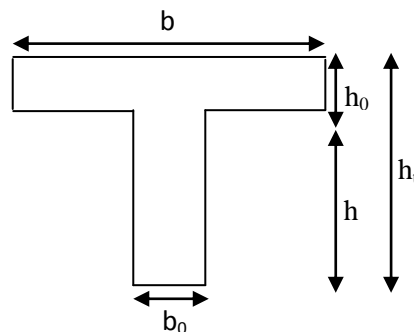


Figure 2.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

Avec,

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) ;

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ;

h : hauteur de l'hourdis ;

b_0 : Largeur de la nervure (choisie forfaitairement) ;

b : Largeur efficace.

La largeur efficace de la dalle de compression est calculée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots (\text{Article 4.1.3}) \text{ [6]}$$

Avec,

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles ;

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

Dans notre cas, nous avons ce qui suit :

(Partie A) : Pour un plancher de (20+4)

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

→ Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

(Partie B) : Pour un plancher de (16+4)

$$h = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

→ Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

2.2.1.2 Planchers en dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourées par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère résistance au feu :

$$\begin{cases} e = 7 \text{ cm} & \text{pour une heure de coupe – feu ;} \\ e = 11 \text{ cm} & \text{pour deux heures de coupe – feu ;} \\ e = 17,5 \text{ cm} & \text{pour quatre heures de coupe – feu.} \end{cases}$$

b) Critère résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui ;} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis ;} \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis.} \end{array} \right.$$

Avec,

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

e : Epaisseur de la dalle.

NB : Les distances sont prises entre nus d'appuis.

Dans notre projet, nous disposons de dix (10) panneaux de dalles pleines comme indiquées dans la figure suivante :

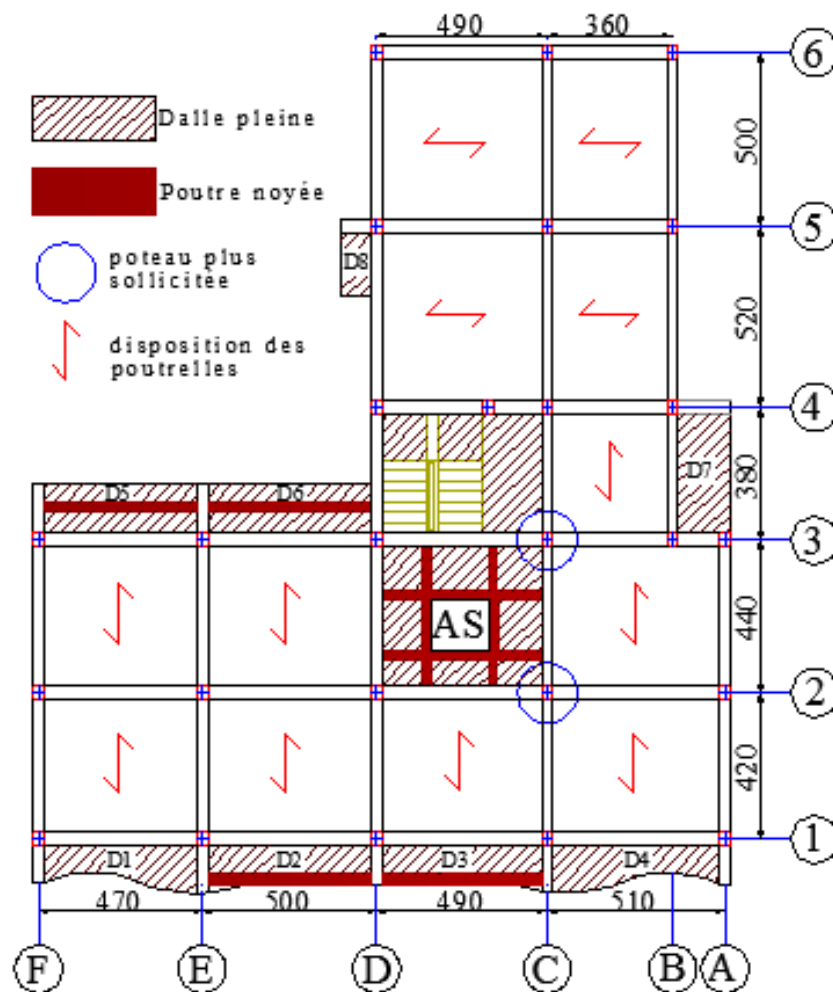


Figure 2.5. Disposition des différents panneaux en dalle pleine.

Nous allons ainsi déterminer l'épaisseur de chaque dalle pleine de la manière suivante :

Exemple de calcul

Dalle D7 (03) appuis

$$\begin{cases} l_x = 1.5 \text{ m} \\ l_y = 3.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.45} = 0.43$$

⇒ d'où:

$$\begin{cases} e = 11 \text{ (pour deux heures de coupe feu – bâtiment étant situé à la zone industriel} \\ \text{l'annexe de la protection civile la plus proche est à 2h du lieu en question).} \\ \frac{l_x}{45} = 3.33 \text{ cm} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = 3.75 \text{ cm (dalle sur trois appuis).} \end{cases}$$

⇒ Nous avons opté pour une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

Les résultats obtenus pour les autres panneaux de dalle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1. Récapitulatif des résultats du pré-dimensionnement des dalles pleines.					
Panneaux	Lx	Ly	$\rho = l_x/l_y$	e (calculée)	e (choisie)
	(m)	(m)		(cm)	(cm)
D1	1.34	4.40	0.31	2.98 – 3.35	12
D2	1.34	4.70	0.29	2.98 – 3.35	12
D3	1.34	4.60	0.9	2.98 – 3.35	12
D4	1.34	4.80	0.28	2.98 – 3.35	12
D5	1.30	4.40	0.30	2.89– 3.25	12
D6	1.30	4.70	0.28	2.89– 3.25	12
D7	1.50	3,45	0.43	3.33 – 3.75	12
D8	0.75	1.75	0.43	1.67 – 1.88	12
D9 (escalier)	4.40	4.60	0.96	9.78 – 11.00	15
D10 (Ascenseur)	4.00	4.60	0.87	8.89 – 10.00	20

Remarque : la dalle de l'escalier et celle de l'ascenseur ont une épaisseur importante en dépit de la charge importante qu'elles supportent.

2.2.2 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de façade, situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse à la périphérie du bâtiment, ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

La surface de l'acrotère est donnée par :

$$S_{\text{acrotère}} = (0.60 \times 0.15) + (0.10 \times 0.07) + [(0.10 \times 0.03)/2] = 0.0985 \text{ m}^2$$

Les dimensions de l'acrotère sont montrées sur la figure ci-dessous :

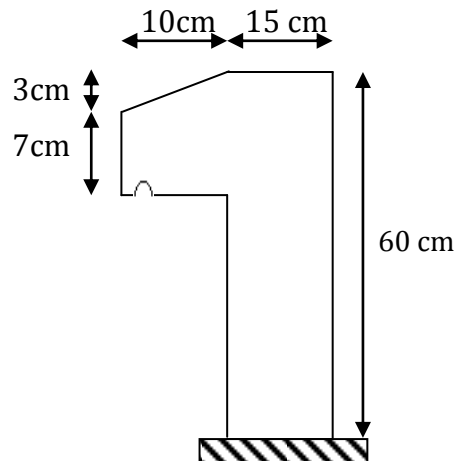


Figure 2.6. Schéma de l'acrotère.

2.2.3 L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux. Elévateur à bateaux assurant la liaison entre deux biefs de niveau différent.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur à étudier dans ce présent bâtiment est destiné à recevoir 4 à 6 personnes, on note :

Caractéristiques de l'ascenseur

L : Longueur de l'ascenseur = 1.60m ;

l : Largeur de l'ascenseur = 1.40m ;

F_c = Charge due a la cuvette = 102 KN ;

P_m = Charge due a l'ascenseur = 15 KN.

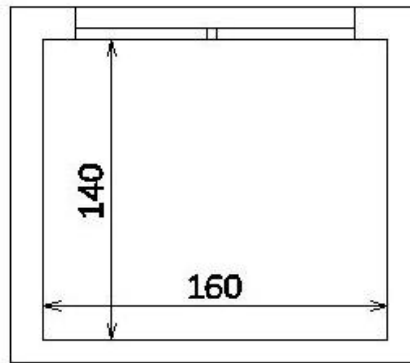


Figure 2.7. Schéma de l'ascenseur

Evaluation des charges et surcharges:

1. poids de la dalle en béton armé

$$G1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

2. poids du revêtement en béton

$$G2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

3. poids de la machine

$$G3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.24} = 45.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow G_t = G1 + G2 + G3 = 50.54 \text{ KN/m}^2$$

2.2.4 Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction de passer à pied d'un niveau à un autre.

Il est réalisé en béton armé ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

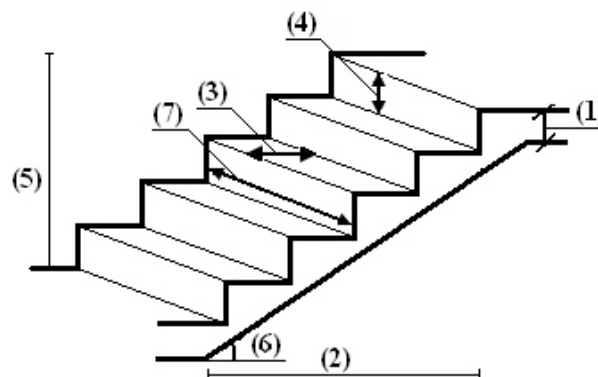


Figure 2.8. Schéma de l'escalier.

Avec,

- (1) : épaisseur du palier de repos (e) ;
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0) ;
- (3) : Giron (g) ;
- (4) : hauteur de la contre marche (h) ;
- (5) : hauteur de la volée (H) ;
- (6) : inclinaison de la paillasse (α) ;
- (7) : emmarchement.

Dans notre projet nous disposons de deux (02) types d'escaliers, pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \text{ [2]}$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases}$$

Avec n : est le nombre de marches sur la volée

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme pour une dalle pleine en fonction du nombre d'appuis [Planchers en dalle pleine, en page 41].

En ce qui concerne les escaliers de cette présente étude, nous avons opté pour le système d'appuis suivant :

- Nous avons crée une poutre brisée au niveau de la travée [ab].
- Nous avons crée au niveau de l'escalier du RDC une poutre palière au niveau de la travée du porte a faux.
- **Dimensionnement de l'escalier de l'étage courant**

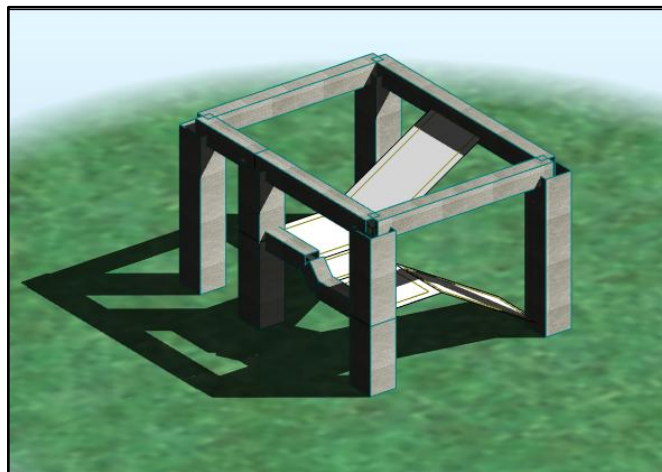


Figure 2.9. Vue en 3D de l'escalier étage courant.

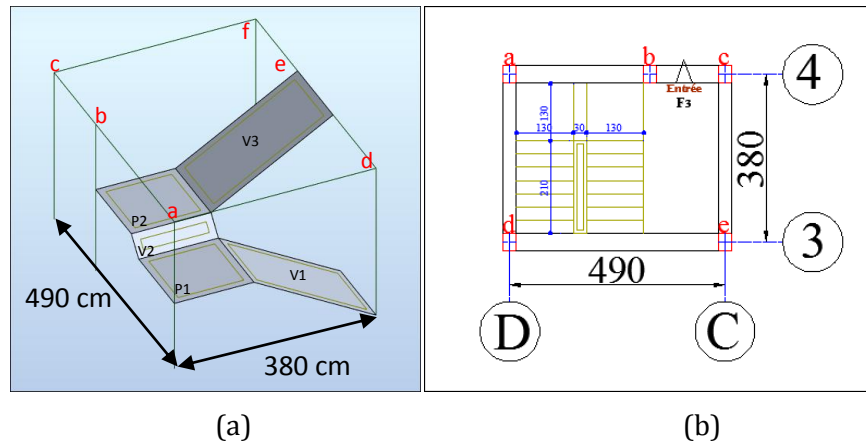


Figure 2.10. Schéma de l'escalier. (a) Modélisation sur le logiciel robot de l'escalier de l'étage courant ; (b) schéma architectural.

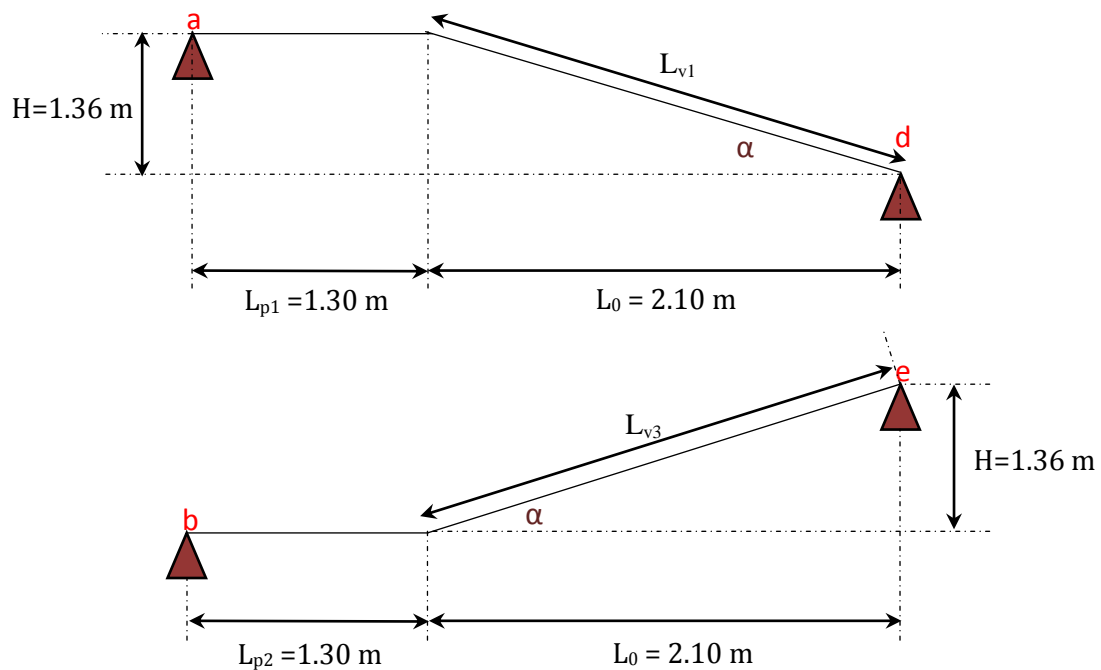


Figure 2.11. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

volée1

$$\begin{cases} L_0 = 2.1\text{m} \\ H = 1.36\text{ m} \\ \alpha = H/L_0 = 32.93^\circ \end{cases}$$

D'après la formule de BLONDEL

Nous avons :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0n + 2H) = 0$$

$$64n^2 - (64 + 272 + 210)n + 272 = 0$$

$$64n^2 - 68.82n + 2.72 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution, on trouve : $n = 8$ (contre marches), $n-1 = 7$ (marches).

D'où:

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm;} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$L = L_v + L_p$$

$$L = 1.30 + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.30 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} \Rightarrow \boxed{L_v = 3.80 \text{ m}}$$

$$\text{Donc } \frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20}$$

$$12.67 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

→ Nous avons opté donc pour une épaisseur de 15 cm.

Tableau 2.2. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 1.

L (m)	H (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	e (cm)
3.80	1.36	8	30	17	32.93	15

Remarque : la volée 3 est identique à la volée 1, on prendra donc les mêmes résultats que ce dernier.

volée2

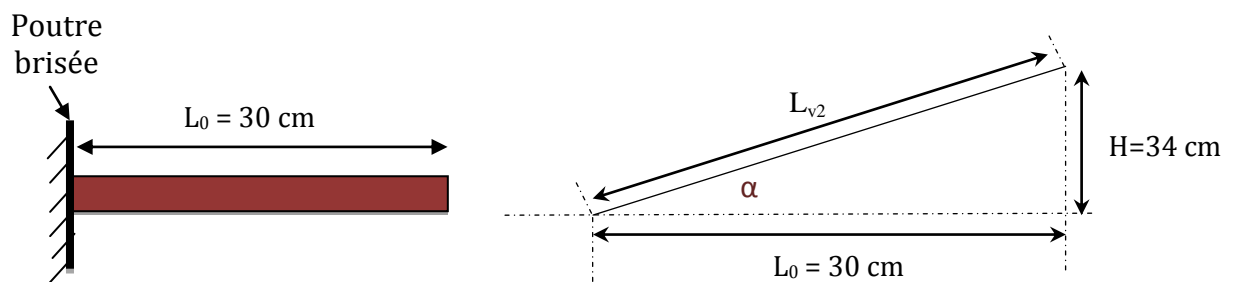


Figure 2.12. Schéma statique de la volée 2.

$$\begin{cases} L_0 = 0.30 \text{ m} \\ H = 0.34 \text{ m} \\ \alpha = H/L_0 = 48.58^\circ \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{34}{30} \Rightarrow \boxed{\alpha = 48.58^\circ}$$

D'après la formule de BLONDEL

Nous avons :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0n + 2H) = 0$$

Après résolution ; on trouve :

$$n = 2$$

$$n - 1 = 1 \text{ ce qui fait :}$$

$$\begin{cases} g = \frac{30}{1} = 30 \text{ cm;} \\ h = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{0.34^2 + 0.30^2}$$

$$L_v = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20}$$

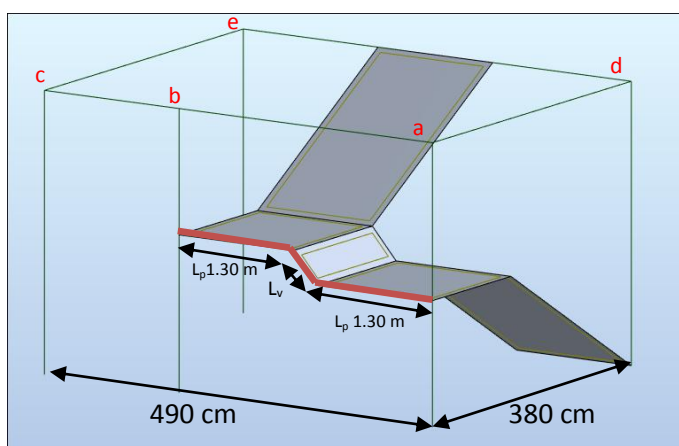
$$1.51 \text{ cm} \leq e \leq 2.27 \text{ cm}$$

→ Pour que les épaisseurs soient uniforme on prendra $e = 15 \text{ cm}$.

Tableau 2.3. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 2.

L (m)	H (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	e (cm)
0.45	0.34	2	30	17	48.58	15

Dimensionnement de la poutre brisée



Avec :

— Poutre brisée

L_p = longueur de la paillasse.

L_v = longueur de la volée.

Figure 2.13. Modélisation sur le logiciel robot de la poutre brisée.

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

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

Avec :

L : longueur de la poutre brisée (entre nus d'appuis).

h: hauteur de la poutre brisée.

On a: $L_{PB} = L_v + 2 L_p$

$$\left. \begin{array}{l} L_v = 45.35 \text{ cm} \\ L_p = 130 \text{ cm} \end{array} \right\} L_{PB} = 305.35 \text{ cm}$$

Donc $20.35 \text{ cm} \leq h \leq 30.53 \text{ cm}$

On prend $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

⇒ On optera pour : $P_{\text{brisée}} (30 \times 35) \text{ cm}^2$

- Dimensionnement de l'escalier du rez-de-chaussée (RDC)

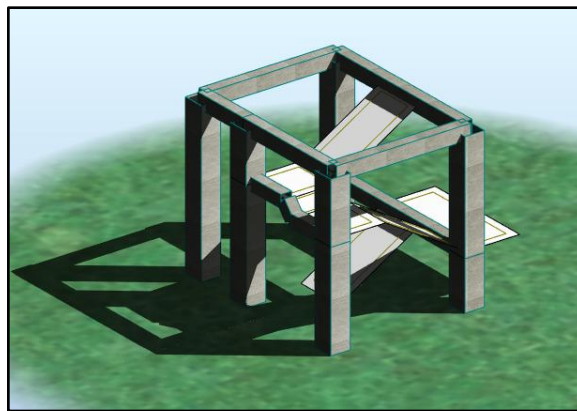


Figure 2.14. Vue en 3D de l'escalier du rez-de-chaussée (RDC).

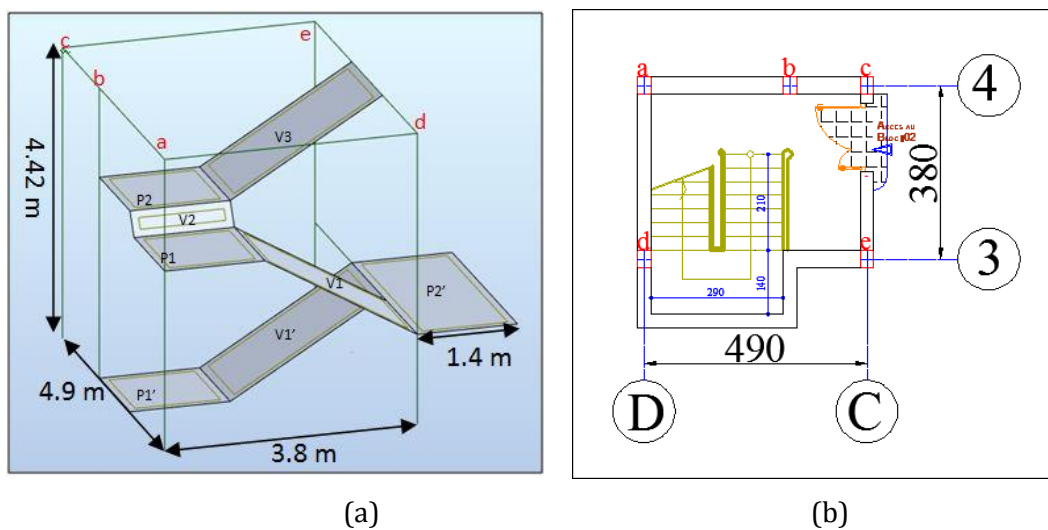


Figure 2.15. Schéma de l'escalier. (a) Modélisation sur le logiciel robot de l'escalier du RDC ; (b) schéma architectural.

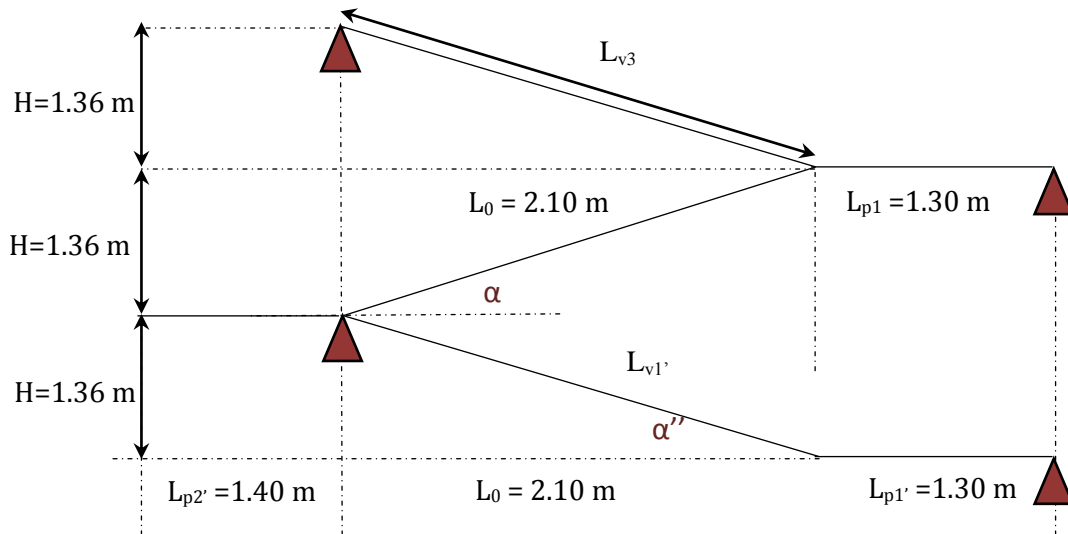


Figure 2.16. Schéma statique de l'escalier du RDC.

volée1'

En suivant le même principe de calcul que celui de l'escalier de l'étage courant,

On trouve :

$$\begin{cases} L_0 = 2.1 \text{ m.} \\ H = 1.36 \text{ m.} \\ \alpha = H/L_0 = 32.93^\circ \end{cases}$$

Après résolution de l'équation ci-dessus, on trouve :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0n + 2H) = 0$$

$$\begin{cases} n = 8 \text{ (marches).} \\ n-1 = 7 \text{ (contre marches).} \end{cases}$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = 17 \text{ cm;} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$L = L_v + L_p$$

$$L = 1.40 + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.40 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} \Rightarrow L_v = 3.90 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20}$$

$$13 \text{ cm} \leq e \leq 19.5 \text{ cm}$$

→ Alors, nous prenons $e = 15 \text{ cm}$.

Tableau 2.4. Tableau récapitulatif des dimensions de la volée 1'.						
L (m)	H (m)	n	g (cm)	h (cm)	α (°)	e (cm)
3.90	1.36	8	30	17	32.93	15

Dimensionnement du porte à faux

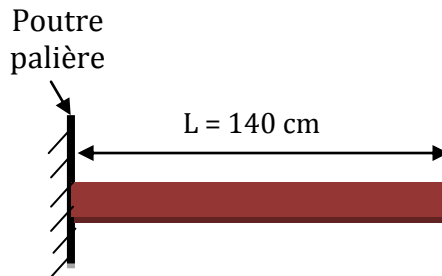


Figure 2.17. Schéma statique du porte à faux.

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme pour une dalle pleine en fonction du nombre d'appuis [Planchers en dalle pleine, en page 41].

Porte à faux est une dalle sur un seul appui (console), donc l'épaisseur est calculée comme suit

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$$

→ Pour uniformiser les épaisseurs, nous prenons $e = 15 \text{ cm}$.

Dimensionnement de la poutre palière

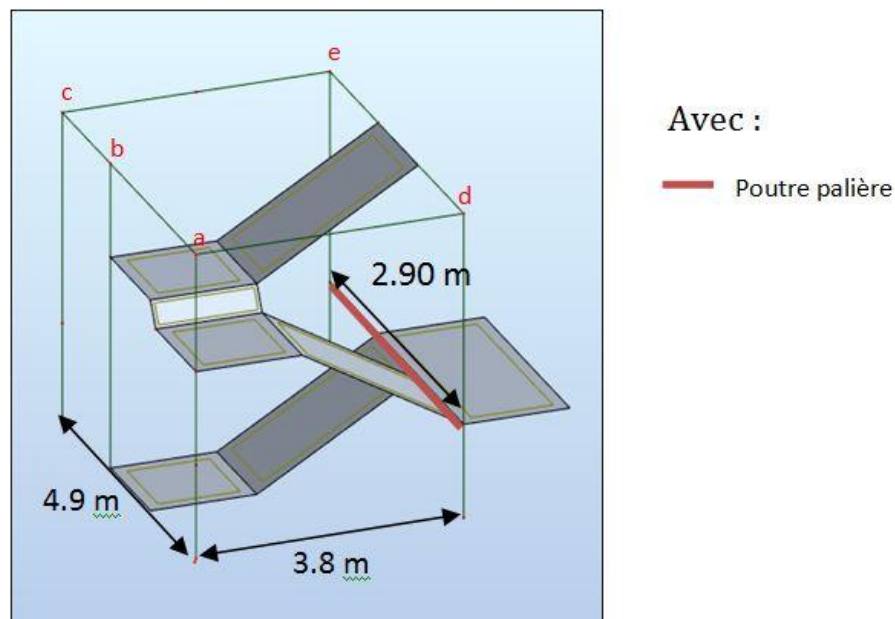


Figure 2.18. Modélisation sur logiciel robot de la poutre palière.

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

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

Avec,

L : longueur de la poutre palière (entre nus d'appui).

h: hauteur de la poutre palière.

$$L = 3.20 - 0.30$$

$$L = 2.90 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29.00 \text{ cm}$$

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

⇒ On optera pour : $P_{\text{palière}} (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Remarque : en ce qui concerne les volées (1, 2 et 3) ; les paliers (1 et 2) et la poutre brisée, leurs dimensions sont identiques à celles de l'escalier de l'étage courant, par conséquent il n'y a pas lieu de refaire les calculs, on prendra donc le même dimensionnement. [Dimensionnement de l'escalier de l'étage courant, de la page 49 à la page 53].

2.3 Prés dimensionnement des éléments structuraux

2.3.1 Prés dimensionnement des voiles

Un voile est un mur en béton armé dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur le même plan. Ils peuvent être utilisés :

- En façade (voile extérieur) ;
- A l'intérieur (voile intérieur).

Le dimensionnement des voiles se fait selon les recommandations du RPA 99/Version2003, les éléments considérés comme des voiles doivent satisfaire la condition notée ci-dessus :

$$L \geq 4e \text{ (Article 7.7.1) [7]}$$

Avec,

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile (notée 'a' dans le RPA).

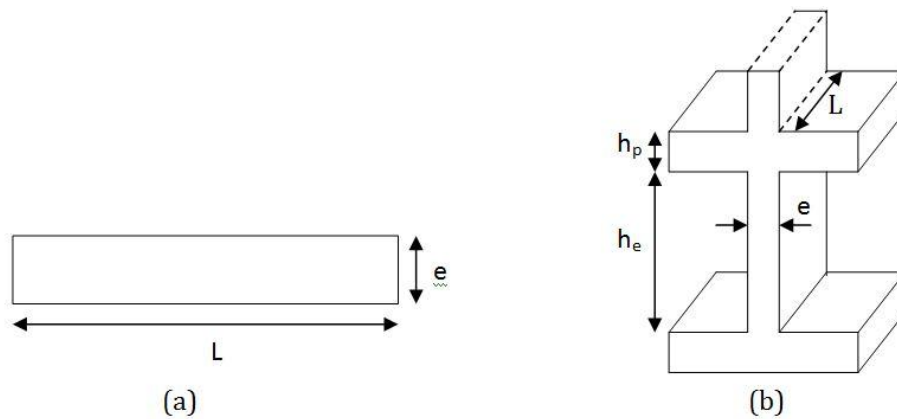


Figure 2.19. Coupe d'un voile (a) en plan ; (b) en élévation.

Avec,

h_p : hauteur de la poutre = 40cm.

h_e : hauteur libre d'étage ($h_e = \text{hauteur d'étage} - h_p = \text{hauteur d'étage} - 40\text{cm}$).

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

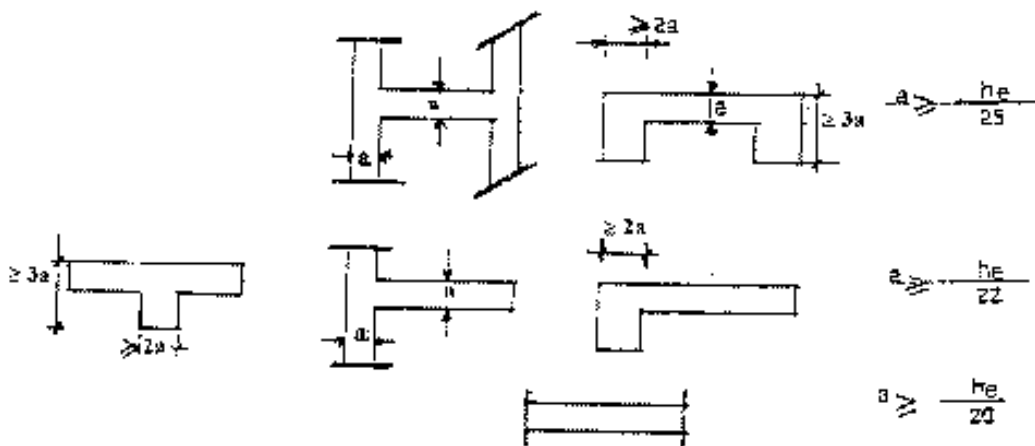


Figure 2.20. Coupe des différentes formes d'un voile en plan.

Notre structure dispose d'une seule forme de voile, les dimensions sont faites suivant les règles mentionnées sur le tableau suivant :

Tableau 2.5. Epaisseurs des voiles.			
Etages	h_e (cm)	$e \geq h_e/20$	E choisie (cm)
E-Sol	266	13.3	20
RDC	402	20.1	20
Niv 1 au Niv 9	266	13.3	15

Telle que : $E_{choisie} \geq \text{Max}(h_e / 20, 15 \text{ cm})$.

Remarque : pour notre cas, nous avons opté pour une épaisseur de 20cm pour l'entre sol pour satisfaire la condition de continuité vu que l'épaisseur du RDC est égale à 20 cm et ce dernier s'appuie sur l'entre sol.

Nous aurons donc,

→ Pour les voiles d'épaisseur ($e=15 \text{ cm}$) la longueur doit être supérieure ou égale à 60 cm.

→ Pour les voiles d'épaisseur ($e=20 \text{ cm}$) la longueur doit être supérieure ou égale à 80 cm.

2.3.2 Prés dimensionnement des poutres

Une poutre est un solide en béton armé à ligne moyenne droite, à section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus des appuis.

Le dimensionnement d'une poutre est déterminé en respectant les exigences du BAEL 91.

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [11]$$

Avec,

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

2.3.2.1 Prés dimensionnement des poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ m} \quad [\text{Pour des poutres de } (30 \times 40) \text{ cm}^2]$$

Donc
$$32.67 \text{ cm} \leq h \leq 49.00 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des exigences du RPA99/2003** (Article 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

2.3.2.2 Prés dimensionnement des poutres secondaires (PS)

$$L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ m} \quad [\text{Pour des poutres de } (30 \times 40) \text{ cm}^2]$$

Donc $30.67 \text{ cm} \leq h \leq 46.00 \text{ cm}$

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

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

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

→ Nous allons donc opter pour des dimensions identiques parce que les portées sont presque égales ; de plus, ceci facilitera la mise en œuvre sur chantier vu que nous avons deux dispositions différentes des poutrelles, nous notons :

Poutre principale: PP (30x40) cm².

Poutre secondaire: PS (30x40) cm².

2.3.3 Prés dimensionnement des poteaux

Nous avons adopté préalablement des sections (b×h) des poteaux comme suit :

Tableau 2.6. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.		
Niveau	Dimensions	poids propre g (KN)
	(b × h) cm ²	$g = h b H_e \gamma_c$
Entresol	55 × 55	23.14
RDC	55 × 55	33.42
Etages 1, 2 et 3	50 × 55	21.03
Etages 4 et 5	50 × 50	19.12
Etages 6 et 7	45 × 50	17.21
Etages 8 et 9	45 × 45	15.49

Avec,

b= la largeur du poteau.

h= la longueur du poteau.

H_e= hauteur d'étage (hauteur du poteau).

γ_c= masse volumique du béton = 25 KN/m³.

2.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau 2.7. Evaluation des charges revenant au plancher courant (20+4).				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.40
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.30
5	Cloisons	/	/	1.00
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.73
Q étages courant				1.5
Q Entre Sol (parking)				2.5
Q étage commercial (garage)				5

Tableau 2.8. Evaluation des charges revenant au plancher courant (16+4).				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.40
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
5	Cloisons	/	/	1.00
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.28
Q étages courant				1.5

Tableau 2.9. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux (16+4).				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.80
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.20
4	Corps creux	/	0.16+0.04	2,85
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.25
charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.10. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux (20+4)

N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.80
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.20
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.30
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.70
charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.11. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage	20	0.02	0.40
3	Mortier de pose	20	0,02	0.40
4	Lit de sable	18	0,02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
charge d'exploitation Q				2.5

Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.12	3.00
2	Carrelage	20	0.02	0.40
3	Mortier de pose	20	0.02	0.40
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				4.43
charge d'exploitation Q				3.5

Tableau 2.13. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.80
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.20
4	dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				7.15
charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.14. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses	/	0,15	1.30
3	Brique creuses	/	0,10	0.90
4	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				2.74

Tableau 2.15. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.							
N°	Couche		Poids volumique	Epaisseur	RDC	Etage courant	
			(KN/m³)	(m)	Volée 1'	Volée 1	Volée 2
1	dalle pleine		25	0.15/cos(α)	4.47	4.47	5.67
2	Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.40	0.40	0.40
		Vertical	20	0.02h/g	0.23	0.23	0.23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.40	0.40	0.40
		Vertical	20	0.02h/g	0.23	0.23	0.23
4	Enduit de ciment		18	0.015/cos(α)	0.32	0.41	0.32
5	poids des marches		22	h/2	1.87	1.87	1.87
6	Garde de corps		/	/	0.60	0.60	0.60
Charge permanent G _{vi} (KN/m²)					8.52	8.52	9.81

Remarque :

- La charge permanente donnée pour la volée 1 est égale à celle de la volée 3 en étage courant [voir Figure 2.11 en page 51].

- Le rez-de-chaussée comporte la volée 1' et les volées 1, 2 et 3 [voir Figure 2.14 en page 54], telle que la charge permanente de ces derniers est identique à celle en étage courant qui correspondent à la même notation.

Tableau 2.16. Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.				
N°	Couches	Poids volumique	Epaisseur	poids
		(KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage	20	0.02	0.40
3	Mortier de pose	20	0.02	0.40
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.18
charge d'exploitation Q				2.5

2.3.3.2 Descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela Jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution de charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire.

Nous aurons à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires (ascenseur, escaliers...)

Pour ce faire nous avons estimé deux (02) poteaux susceptibles d'être les plus sollicités à savoir (B2 au niveau de l'ascenseur) et (B3 au niveau de la cage d'escalier) comme indiqué sur la [figure 9] en page 37.

Remarque : dans ce présent travail, nous n'avons pas considéré un poteau de rive parce que sa surface afférente est négligeable devant celle du poteau B2 et B3.

→ Pré dimensionnement du poteau B2

Surfaces afférentes

La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisent entre nus d'appuis

S1, S2 et S3 = surface du plancher à corps creux (S_{CC}).

S4= surface dalle pleine (S_{DP}) - surface de la dalle de l'ascenseur(S_{ASC}).

L_{PP} = longueur des poutres principales.

L_{PS} = longueur des poutres secondaire.

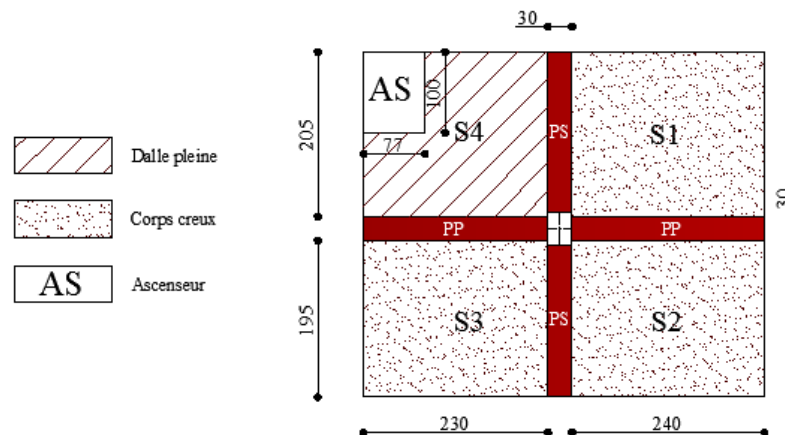


Tableau 2.17. Surface afférente du poteau B2.

Nous avons :

$$S4 = S_{DP} = (2.30 \times 2.05) - (0.77 \times 1) = 3.95 \text{ m}^2;$$

$$S1 = 2.40 \times 2.05 = 4.92 \text{ m}^2;$$

$$S2 = 2.40 \times 1.95 = 4.68 \text{ m}^2;$$

$$S3 = 2.30 \times 1.95 = 4.49 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow S_{CC} = S1 + S2 + S3 = 14.09 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{DP} = S4 = 3.95 \text{ m}^2$$

Les longueurs

$$L_{PP} = 2.30 + 2.40 = 4.70 \text{ m} ;$$

$$L_{PS} = 1.95 + 2.05 = 4.00 \text{ m}.$$

Poids propres des éléments**Les poutres**

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP} = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.70 \Rightarrow G_{PP} = 14.10 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = \gamma_c \times h_{PS} \times b_{PS} \times L_{PS} = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.00 \Rightarrow G_{PS} = 12.00 \text{ KN}$$

Ce qui donne $\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 26.10 \text{ KN}$

Plancher terrasse inaccessible

$$G_{\text{Terrasse}} = (G_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}}) + (G_{\text{CC}} \times S_{\text{CC}})$$

$$G_{\text{Terrasse}} = (7.15 \times 3.95) + (6.25 \times 14.09) \Rightarrow G_{\text{Terrasse (DP)}} = 116.31 \text{ KN}$$

Plancher courant à corps creux (16+4)

$$G_{\text{Plancher (CC)}} = G_{\text{CC}} \times S_{\text{CC}} = 5.28 \times 14.09 \Rightarrow G_{\text{Plancher (CC)}} = 74.40 \text{ KN}$$

Plancher courant à dalle pleine

$$G_{\text{Plancher (DP)}} = G_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}} = 6.18 \times 3.95 \Rightarrow G_{\text{Plancher (DP)}} = 24.41 \text{ KN}$$

Ascenseur

$$G_{\text{AS}} = (G_{\text{AS}} \times S_{\text{AS}}) + (G_{\text{CC}} \times S_{\text{AS}}) = (50.54 + 6.25) \times (1 \times 0.77)$$

$$G_{\text{AS}} = 43.67 \text{ KN}$$

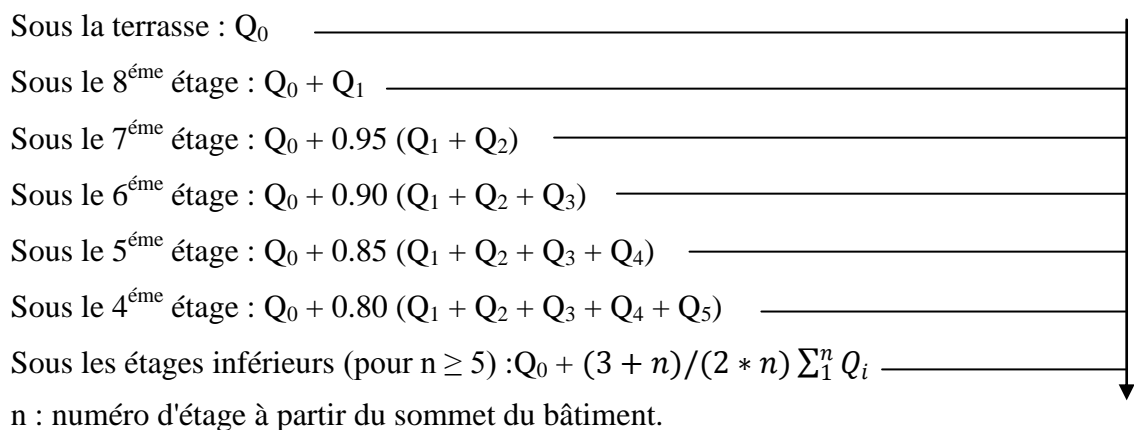
D'où:

$$G_{\text{Plancher (E/sol - RDC - 'Niv1 - Niv9')}} = G_{\text{CC}} + G_{\text{DP}} = 74.40 + 24.41$$

$$\Rightarrow G_{\text{Plancher (CC)}} = 98.81 \text{ KN.}$$

Les surcharges d'exploitation

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



Exemple de calcul

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = Q \times S_{\text{CC}} = 14.09 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher 1^{er} au 9^{ème} niv}} = Q_{\text{hab}} \times S_{\text{CC}} + Q_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}} = (1.5 \times 14.09) + (2.5 \times 3.95) = 31.01 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher RDC}} = Q_{\text{commerce}} \times S_{CC} + Q_{DP} \times S_{DP} = (5 \times 14.09) + (2.5 \times 3.95) = 80.33 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher E/SOL}} = Q_{\text{parking}} \times S_{CC} + Q_{DP} \times S_{DP} = (2.5 \times 14.09) + (2.5 \times 3.95) = 45.10 \text{ KN.}$$

→ Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (B2) sont récapitulés ; dans le tableau ci-après ;

Tableau 2.18. Résultats de la descente de charge du poteau (B2).					
Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)	N _u (KN)
Etage 9 terrasse inaccessible	0	Plancher	116.31	14.09	
		Poutres	26.10		
		Poteau	15.49		
		Ascenseur	43.67		
	SOMME		201.57	14.09	293.12
Etage 8	1	venant de 9	201.57	45.10	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	15.49		
	SOMME		341.57	45.10	528.76
Etage 7	2	venant de 8	341.57	73.01	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	17.21		
	SOMME		483.29	73,01	761.95
Etage 6	3	venant de 7	483.29	97.82	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	17.21		
	SOMME		625.01	97.82	990.49
Etage 5	4	venant de 6	625.01	119,52	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	19.12		
	SOMME		768.64	119.52	1216.94
Etage 4	5	venant de 5	768.64	138.13	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	19.12		
	SOMME		912.27	138.13	1438.75
Etage 3	6	venant de 4	912.27	153.64	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	21.03		

		SOMME	1057.81	153.64	1658.50
Etage 2	7	venant de 3	1057.81	168.21	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	21.03		
		SOMME	1203.35	168.21	1876.83
Etage 1	8	venant de 2	1203.35	184.96	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	21.03		
		SOMME	1348.89	184.96	2098.44
RDC	9	venant de 1	1348.89	234.12	
		Plancher à	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	33.42		
		SOMME	1506.82	234.12	2385.38
Entre sol	10	venant du RDC	1506.82	256.87	
		Plancher	98.41		
		Poutres	26.10		
		Poteaux	23.14		
		SOMME	G = 1654.47	Q = 256.87	2618.84
		ELU	1.35G = 2233.53 KN	1.5Q = 385.31 KN	
		Effort normal à la base du poteau	N_u = 2618.839 KN		

Selon le CBA93 (Article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression Nu de 10% tel que : $Nu^* = 1.1 \times 2618.839 = \mathbf{2880.723 \text{ KN}}$.

Vérifications à faire

- Vérification à la compression simple.
- Vérification au flambement

Exemple de calcul (Vérification du poteau à la base « poteau de l'entresol (55×60) cm² »).

Remarque : Le dimensionnement se fait à l'ELU

→ Vérification à la compression simple

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec,

f_{c28} = résistance du béton a la compression après 28 jours.

$\bar{\sigma}_{bc}$ = *contrainte admissible à la compression*

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : la section du poteau.

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

Exemple de calcul

$$\Rightarrow B \geq \frac{Nu *}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2880.728 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0.202 \text{ m}^2$$

Or, pour le poteau à la base (poteau de l'entresol) $B = 0,55 \times 0,55 = 0,30 \text{ m}^2$

Donc $B = 0.302 \text{ m}^2 \geq 0.202 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

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

Tableau 2.19. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.					
Etages	Nu (KN)	Section (cm ²)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
			B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
E/Sol	2880.72	55×55	0.302	0.202	Vérifiée
RDC	2385.38			0.167	Vérifiée
Etage 1	2098.44	50×55	0.275	0.147	Vérifiée
Etage 2	1876.83			0.132	Vérifiée
Etage 3	1658.50			0.116	Vérifiée
Etage 4	1438.75	50×50	0.250	0.101	Vérifiée
Etage 5	1216.94			0.085	Vérifiée
Etage 6	990.49	45×50	0.225	0.069	Vérifiée
Etage 7	761.95			0.053	Vérifiée
Etage 8	528.76	45×45	0.202	0.037	Vérifiée
Etage 9	293.12			0.020	Vérifiée

→ Vérification au flambement

D'après (Article B.8.4.1.P156) [6], la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec,

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement (λ)

A_s : Section d'armature comprimée.

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Nous avons :

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0.7 \times L_0$: Longueur de flambement.

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

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

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

Exemple de calcul

Vérification du poteau à la base (poteau de l'entre sol) (55x55) cm^2

Nous avons : $L_0 = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1.862 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}} = 0.158 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1.862 / 0.173 = 11.727 < 50$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = 0.831$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0.8 \% B_r ; 1.2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0.9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0.28 \text{ m}^2 > 0.162 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement

Tableau 2.20. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.							
Niveau	Nu* (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
E/Sol	2880.72	0.173	11.720	0.834	0.307	0.162	Vérifiée
RDC	2385.38		17.045	0.814		0.151	Vérifiée
Etage 1	2098.44	0.144	11.784	0.831	0.254	0.129	Vérifiée
Etage 2	1876.83		12.930	0.827	0.206	0.116	Vérifiée
Etage 3	1658.50					0.103	Vérifiée
Etage 4	1438.75	0.129	14.434	0.822	0.163	0.090	Vérifiée
Etage 5	1216.94					0.076	Vérifiée
Etage 6	990.49	0.115	16.191	0.815	0.125	0.063	Vérifiée
Etage 7	761.95					0.049	Vérifiée
Etage 8	528.76	0.101	18.435	0.805	0.092	0.036	Vérifiée
Etage 9	293.12					0.022	Vérifiée

Nus remarquons que $Br \geq Br^{\text{calc}}$ donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

→ Pré dimensionnement du poteau B3

Les surfaces afférentes

La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisent entre nus d'appuis

S2, S4=surface du plancher a corps creux (S_{CC}).

S1= surface dalle pleine (S_{DP}) + surface de la dalle de l'escalier (S_{es}).

S3= surface dalle pleine (S_{DP}) - surface de la dalle de l'ascenseur(S_{ASC}).

L_{PP}= longueur des poutres principales.

L_{PS}= longueur des poutres secondaire.

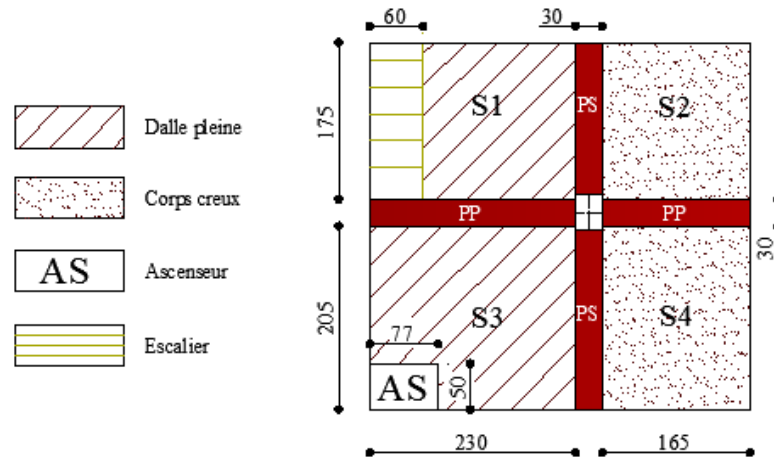


Tableau 2.21. Surface afférente du poteau B3.

Nous avons:

$$S1 = (2.30 - 0.6) \times 1.75 = 2.98 \text{ m}^2;$$

$$S2 = 1.75 \times 1.65 = 2.89 \text{ m}^2;$$

$$S3 = (2.30 \times 2.05) - (0.5 \times 0.77) = 4.33 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 2.05 \times 1.65 = 3.38 \text{ m}^2;$$

$$\Rightarrow S_{CC} = S2 + S4 = 5.27 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{DP} = S1 + S3 = 7.31 \text{ m}^2$$

Les longueurs

$$L_{PP} = 2.30 + 1.65 = 3.95 \text{ m};$$

$$L_{PS} = 1.75 + 2.05 = 3.80 \text{ m}.$$

Poids propres des éléments

Les poutres

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP} = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.95 \Rightarrow G_{PP} = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = \gamma_c \times h_{ps} \times b_{ps} \times L_{PS} = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times 3.80 \Rightarrow G_{PS} = 11.40 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Ce qui donne} \Rightarrow G_{\text{poutre}} = 33.04 \text{ KN}$$

Plancher terrasse inaccessible

$$G_{\text{Terrasse (16+4)}} = G_{CC} \times S_{CC} + G_{DP} \times S_{DP} = (6.25 \times 5.27) + (7.15 \times 7.31)$$

$$\Rightarrow G_{\text{Terrasse (16+4)}} = 85.20 \text{ KN}$$

Plancher courant à corps creux (16+4)

$$G_{\text{Plancher (CC)}} = G_{CC} \times S_{CC} = 5.28 \times 5.27$$

$$\Rightarrow G_{\text{Plancher (CC)}} = 27.82 \text{ KN}$$

Plancher courant à dalle pleine

$$G_{\text{Plancher (DP)}} = G_{\text{DP}} \times S_{\text{DP}} = 6.18 \times 7.31 \Rightarrow G_{\text{Plancher (DP)}} = 45.18 \text{ KN}$$

Escaliers

$$G_{\text{ES}} = G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} = 8.52 \times (0.6 \times 1.75) \Rightarrow G_{\text{ES}} = 8.95 \text{ KN}$$

Ascenseur

$$G_{\text{AS}} = (G_{\text{AS}} \times S_{\text{AS}}) + (G_{\text{CC}} \times S_{\text{AS}}) = (6.25 + 6.25) \times (0.5 \times 0.77) \Rightarrow G_{\text{AS}} = 21.83 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{Plancher (E/sol - RDC - 'Niv1 - Niv9')}} = G_{\text{CC}} + G_{\text{DP}} + G_{\text{ES}} = 27.82 + 45.18 + 8.95$$

$$\Rightarrow G_{\text{Plancher (CC)}} = 81.96 \text{ KN.}$$

Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié sont identiques à celles calculées en respectant la loi de dégression pour le poteau B2 [voir page 66]

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (B3) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.22. Résultats de la descente de charge du poteau (B3).				
Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etagé 9 terrasse inaccessible	0	Plancher	85.20	14,09
		Poutres	23.25	
		Poteau	15.49	
		Ascenseur	21.83	
	SOMME		145.77	14,09
Etagé 8	1	venant de 9	145.77	45,10
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	15.49	
	SOMME		266.47	45,10
Etagé 7	2	venant de 8	266.47	73,01
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	17.21	
	SOMME		388.89	73,01

Etage 6	3	venant de 7	388.89	97,82
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	17.21	
	SOMME		511.31	97,82
Etage 5	4	venant de 6	511.31	119,52
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	19.12	
	SOMME		635.64	119,52
Etage 4	5	venant de 5	635.64	138,13
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	19.12	
	SOMME		759.97	138,13
Etage 3	6	venant de 4	759.97	153,64
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	21.03	
	SOMME		886.21	153,64
Etage 2	7	venant de 3	886.21	168,21
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	21.03	
	SOMME		1012.45	168,21
Etage 1	8	venant de 2	1012.45	184,96
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	21.03	
	SOMME		1138.69	184,96
RDC	9	venant de 1	1138.69	234,12
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	33.42	
	SOMME		1277.32	234,12
Entre sol	10	venant du RDC	1277.32	256,87
		Plancher	81.96	
		Poutres	23.25	
		Poteaux	23.14	
	SOMME		G = 1405.67	Q = 256,87
	ELU		1,35G = 1897.65 KN	1,5Q = 385,31 KN
	Effort normal à la base du poteau		N_u = 2282.964 KN	

Remarque : il n'y a pas lieu de faire les vérifications pour ce présent poteau car l'effort N_u calculé est inférieur à celui du poteau précédent (B2) [$N_{u(B3)} = 2282.964 < N_{u(B2)} = 2618.839 \text{ KN}$]. Etant donné que les conditions sont vérifiées pour le premier poteau, elles le seront forcément pour celui-ci.

2.4 Conclusion

D'après les résultats obtenus nous constatons que les conditions sont vérifiées ; donc nous pouvons opter pour les dimensions que nous avons proposé, à savoir :

- Plancher à corps creux (20+4) cm pour partie A.
- Plancher a corps creux (16+4) cm pour partie B.

Dalle pleine $\begin{cases} e = 20\text{cm} & \text{pour la d'ascenseur.} \\ e = 15\text{cm} & \text{pour la dalle de dalle de la cage d'escalier .} \\ e = 12 \text{ cm} & \text{pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$.

- Epaisseur des paillasses $e = 15 \text{ cm}$.
- Epaisseur des Voiles $e = 20 \text{ cm}$ (RDC et E-Sol) ; $e = 15 \text{ cm}$ (étage courant)
- Poutres Principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres Secondaires $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poteaux E/Sol + RDC $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - Etages 1, 2 et 3 $(50 \times 55) \text{ cm}^2$
 - Etages 4 et 5 $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - Etages 6 et 7 $(45 \times 50) \text{ cm}^2$
 - Etages 8 et 9 $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Introduction

Dans ce chapitre nous nous intéresserons 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.

3.2 Calcul des planchers

3.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression.

Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**Conditions d'application** (Article .B6.2.210) [5]

La méthode forfaitaire sert pour le calcul des sollicitations maximales (moments sur appuis et en travées) d'une poutre continue.

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;
 $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 ;$
3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

On note :

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher à surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

Application de la méthode (Article E.1.2 P128) [5]

- **Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

$$M_a \begin{cases} -0.6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutrelle à 2 travées.} \\ -0.5M_0 : \text{sur les appuis voisins de rive d'une poutrelle à plus de 2 travées.} \\ -0.4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire pour les poutrelles à plus de 3 travées.} \end{cases}$$

Avec,

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque : Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant d'après (Art 7.10/a P77) [7], le règlement exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis pour équilibrer un moment fictif égal :

$$M_a^{rive} = -0,15 M_0$$

Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$.

- **Moments en travées**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 \alpha] M_0 \\ (2) \dots \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

α = Q / (G+Q) : degré de surcharge du plancher « le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation »;

M_g et **M_d** : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;

M_t : le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les diagrammes des moments aux appuis sont représentés ci-dessous :

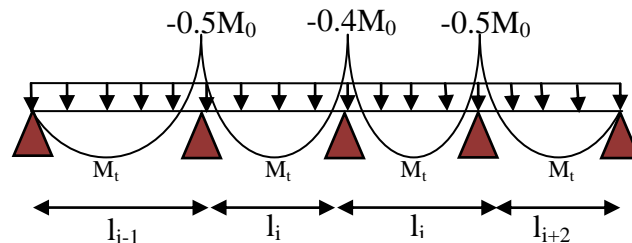


Figure 3.1. Moments sur une poutre à plus de deux travées.

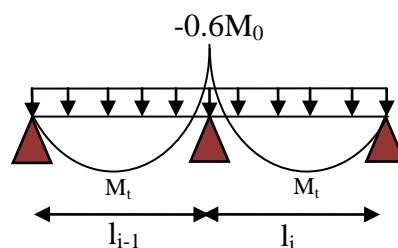


Figure 3.2. Moments sur une poutre à deux travées.

• Evaluation des efforts tranchants

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis, l'effort tranchant hyperstatique ' V ' est égale à l'effort tranchant isostatique ' V_0 ' sauf sur les appuis voisin de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

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

On note que :

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2} \quad [11]$$

Avec,

V_0 : effort tranchant isostatique ;

q_u : la charge sur les poutrelles ;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

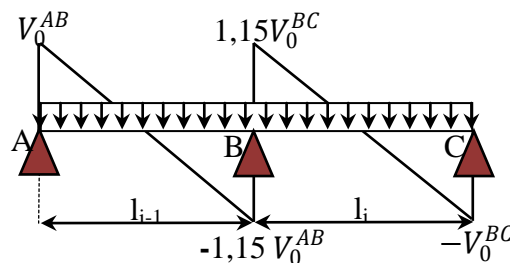


Figure 3.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

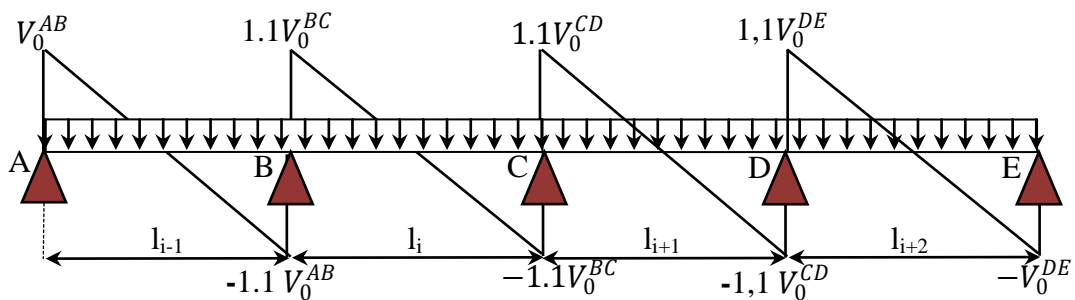


Figure 3.4. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à plusieurs travées.

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)**Condition d'application** Article B.6.2, 220 [5]

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

Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [5]

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

Application de la méthode

- **Moments aux appuis** article E.2.2,1 [5]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

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

Avec,

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0,8 l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

- **Moment en travée** article E.2.2,2 [5]

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

Avec,

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

- **Efforts tranchants** (Article E.2.2,3) [5]

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

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \quad [11]$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée.

Méthode de Caquot minoré [11]

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = 2/3 G$.

Remarque : pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

Les différents types de poutrelles

On dispose de quatre (04) types de poutrelles représentées ci-dessous :

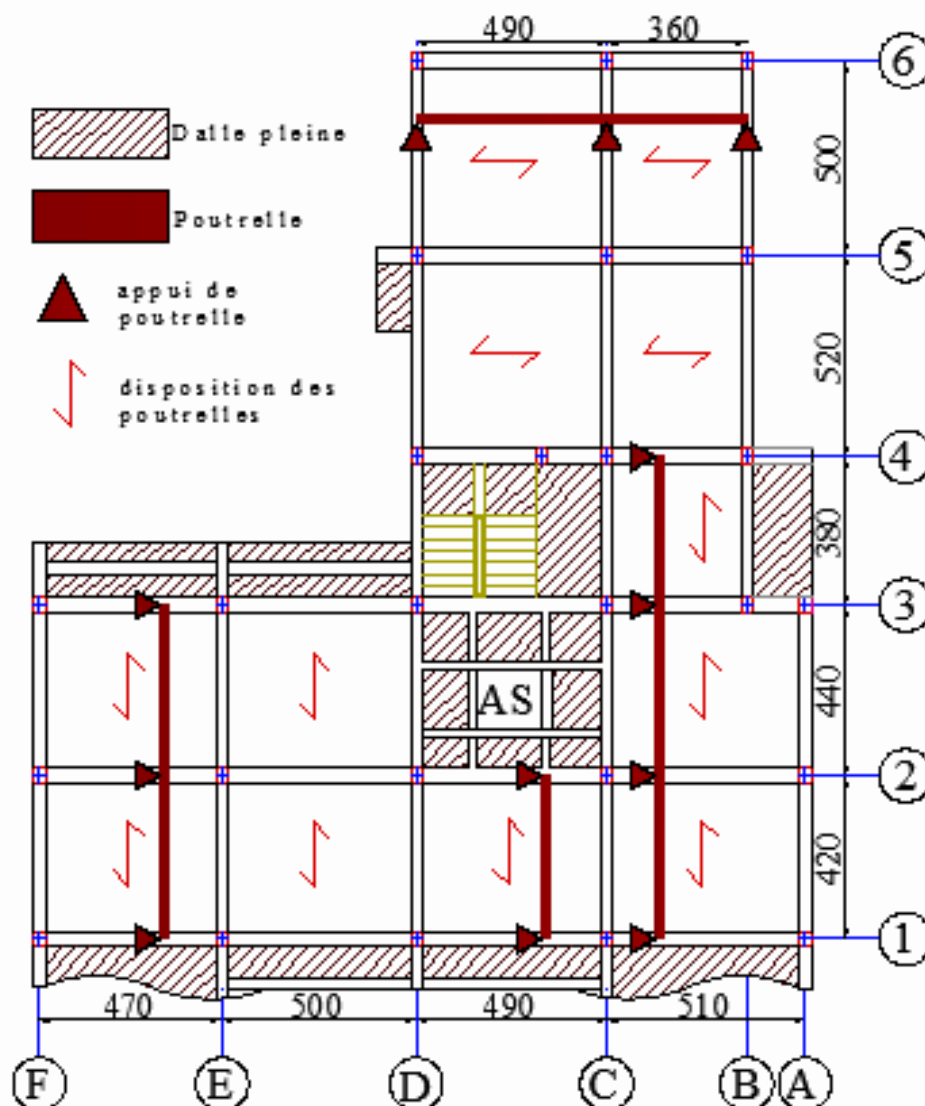
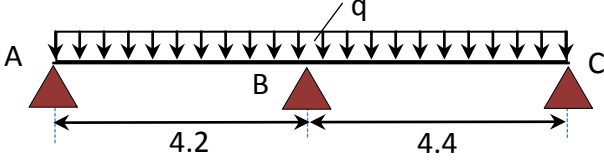
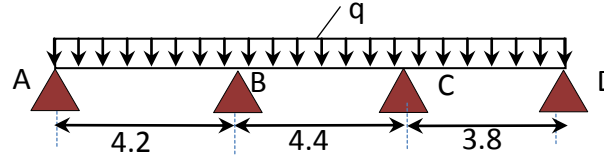
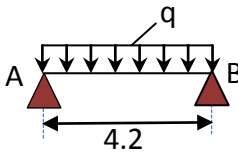
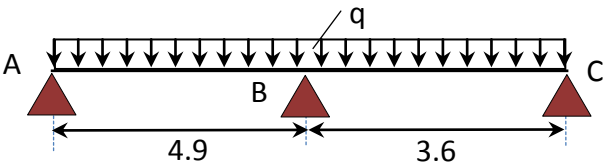


Figure 3.5. Les différents types de poutrelles.

Tableau 3.1. les différents types de poutrelles.

ETAGES	TYPES	SCHEMAS STATIQUES
E/Sol + RDC +1 ^{er} au 9 ^{eme} niveau (Plancher 16+4)	1	
	2	
	3	
E/Sol + RDC +1 ^{er} au 5 ^{eme} niveau (plancher 20+4)	4	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

Tableau 3.2. les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G	Q	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	P _u	q _u	P _s	q _s
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (16+4)	6.25	1	9.94	6.46	7.25	4.71
Habitation (du 1 ^{er} au 9 ^{ème})	5.28	1.5	9.38	6.10	6.78	4.41
RDC	5.28	5	14.63	9.51	10.28	6.68
E/Sol	5.28	2.5	10.88	7.07	7.78	5.06
Terrasse inaccessible (20+4)	6.70	1	10.55	6.85	7.70	5.00
Habitation (du 1 ^{er} au 5 ^{eme})	5.73	1.5	9.99	6.49	7.23	4.70
RDC	5.73	5	15.24	9.90	10.73	6.97
E/Sol	5.73	2.5	11.49	7.47	8.23	5.35

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles :

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

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

Tableau 3.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.			
Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Types 1 et 2	$Q^{max} = 5 \text{ KN/m} \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ $F.P.N$ $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ $I = \text{constant}$	Vérifiées	Méthode forfaitaire
Type 4	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée
Type 3	/	Poutre isostatique	Méthode de la RDM

→ Pour l'étude des poutrelles, on exposera ainsi deux (02) exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, à savoir le type 1 du plancher (RDC) et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 4 du même étage).

3.2.1.1 Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 1 du plancher RDC (à usage commercial)

Schéma statique

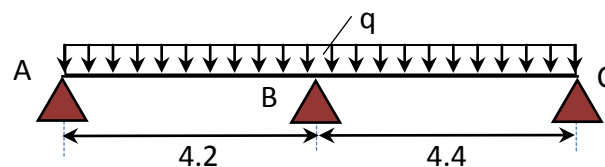


Figure 3.6. Schéma statique de la poutrelle (type1) du plancher RDC.

La charge permanente $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.56, 5)$ Condition vérifiée.

- Le rapport entre deux (02) travées successives ; $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$;

$[0.8 \leq \frac{4.20}{4.40} = 0.95 \leq 1.25]$ Condition vérifiée.

- Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$)Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN)Condition vérifiée.

\Rightarrow Toutes les conditions sont vérifiées, de ce fait la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des moments isostatiques(M_0)

Le calcul du moment isostatique est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad [11]$$

Avec,

q = la charge transmise sous les combinaisons (états limites de service ; états limites ultime) ;

l = la longueur de la travée considérée.

A l'ELU

Travée AB

$$M_0^{AB} = qL_{AB}^2/8 \rightarrow 9.51(4.20)^2/8 = 20.969 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = qL_{BC}^2/8 \rightarrow 9.51(4.40)^2/8 = 23.014 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) \rightarrow \boxed{M_0 = 23.014 \text{ KN.m}}$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_0^{AB} = q_s L_{AB}^2/8 \rightarrow 6.68(4.20)^2/8 = 14.729 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = q_s L_{BC}^2/8 \rightarrow 6.68(4.40)^2/8 = 16.165 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0 = \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) \rightarrow M_0 = 16.165 \text{ KN.m}$$

Les moments isostatiques correspondant à chaque travée sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 3.4. moments isostatique (poutrelle type 1 (RDC)).			
Travée	Longueur (m)	Moments isostatiques (KN.m)	
		ELU	ELS
AB	4.2	20.969	14.729
BC	4.4	23.014	16.165

Calcul des moments aux appuis

- Appuis intermédiaire

A l'ELU

$$M_B = -0.6 M_0^{BC} = -0.6 \times 23.014 = -13.808$$

$$M_B = -13.808 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_B = -0.6 M_0^{BC} = -0.6 \times 16.165 = -9.699$$

$$M_B = -9.699 \text{ KN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 = 0.15 M_0^{BC}$$

A l'ELU

$$M_A = M_C = -3.452 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_A = M_C = -2.424 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus, sont représentés comme suit :

Tableau 3.5. moments aux appuis (poutrelle type1 (RDC)).		
Appuis	Moments aux appuis (KN.m)	
	ELU	ELS
A et C	-3.452	-2.424
B	-13.808	-9.699

Calcul des moments en travées

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 \alpha] M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

Avec,

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{10.28} = 0.486 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.145 \\ 1.2 + 0.3 \alpha = 1.345 \end{cases}$$

A l'ELU

$$M_t^{AB} + \frac{0+0.6 M_0^{BC}}{2} \geq 1.145 M_0^{AB} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq 1.145 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC} = 1.145 \times 20.969 - 0.3 \times 23.014$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} = 17.105 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.345}{2} M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{AB} \geq 0.672 M_0^{AB} = 0.672 \times 20.969$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} = 9.897 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t^{AB} = \max (1, 2) = 17.105 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_t^{AB} \geq 1.145 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC} = 1.145 \times 14.729 - 0.3 \times 16.165 \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} = 12.015 \text{ KN}$$

$$M_t^{AB} \geq 0.672 M_0^{AB} = 0.672 \times 14.729 \dots\dots\dots (2)$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} = 9.897 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_t^{AB} = \max (1, 2) = 12.015 \text{ KN.m}$$

De la même manière, le reste des travées ont été calculées, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci dessous :

Tableau 3.6. Moments en travées (poutrelles type 1 (RDC)).			
Travées	Moments en travées (KN.m)		
	Longueur (m)	ELU	ELS
AB	4.2	17.105	12.015
BC	4.4	19.446	13.670

Calcul des efforts tranchants

Travée AB

$$V_A = q_u \times L_{AB} / 2 = 9.51 \times 4.2 / 2 = 19.971 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_A = 19.971 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times (q_u \times L_{AB}) / 2 = -1.15 \times (9.51 \times 4.2) / 2$$

$$\rightarrow V_B = -22.966 \text{ KN.}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times (q_u \times L_{BC}) / 2 = 9.51 \times 4.4 / 2 = 24.060 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_B = 24.060 \text{ KN}$$

$$V_C = -q_u \times L_{BC} / 2 = -(9.51 \times 4.4) / 2$$

$$\rightarrow V_C = -20.922 \text{ KN.}$$

Ainsi les efforts tranchants dans chaque travée sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Efforts tranchants (poutrelle type1 (RDC)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 19.971$ $V_B = -22.966$
BC	$V_B = 24.060$ $V_C = -20.922$

3.2.1.2 Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 4 du plancher RDC (à usage commercial)

Schéma statique

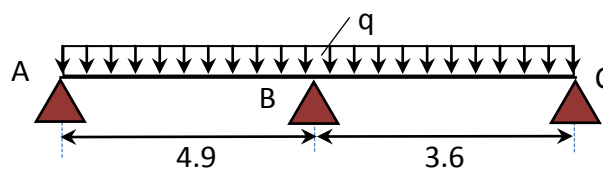


Figure 3.7. Schéma statique de la poutrelle (type 4) du plancher RDC (à usage commercial).

La charge permanente $G = 5.73 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.46, 5)$ Condition vérifiée.

- Le rapport entre deux (02) travées successives ; $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$;

$0.8 \leq \frac{4.90}{3.60} = 1.36 \leq 1.25$ Condition non vérifiée.

- Le moment d'inertie ($I=\text{cst}$) sur toutes les travées....Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN).....Condition vérifiée.

⇒ la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'étant pas vérifiée ; la méthode appliquée sera ainsi celle de Caquot minorée.

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (5.73)$$

$$G' = 3.82 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$P_u' = 1.35 \times (3.82) + 1.5 \times (5) \rightarrow P_u' = 12.66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.65 = 12.66 \times 0.65$$

$$\Rightarrow \boxed{q_u' = 8.23 \text{ KN/m}}$$

A L'ELS

$$P_s' = G' + Q \rightarrow P_s' = 8.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65 = 8.82 \times 0.65$$

$$\Rightarrow \boxed{q_s' = 5.73 \text{ KN/m}}$$

Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

Tableau 3.8. Les charges reprises par la poutrelle (type 4).

DESIGNATION	G'	Q	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
			P _u	q _u 0.65×P _u	P _s	q _s 0.65×P _s
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible(2)	4.47	1	7.53	4.90	5.47	3.56
Habitation (du 1 ^{er} au 5 ^{eme})	3.82	1.5	7.41	4.82	5.32	3.46
RDC	3.82	5	12.66	8.23	8.82	5.73
E/Sol	3.82	2.5	8.91	5.79	6.32	4.11

Calcul des moments aux appuis

- Appuis intermédiaire

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

Avec,

$$\begin{cases} q'_g = q'_d = 8.23 \frac{KN}{m} \\ l'_g = l_g = 4.9 m \\ l'_d = l_d = 3.6 m \end{cases}$$

AN

A l'ELU

$$M_B = -\frac{8.23 \times 4.9^3 + 8.23 \times 3.6^3}{8,5(4.9 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -18.71 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_B = -\frac{5.73 \times 4.9^3 + 5.73 \times 3.6^3}{8,5(4.9 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -13.031 \text{ KN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_A = M_C = -0.15 M_0$$

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

$$M_0^{AB} = q' L_{AB}^2 / 8 \rightarrow \begin{cases} ELU: 8.23(4.90)^2 / 8 = 24.700 \text{ KN.m} \\ ELS: 5.73(4.90)^2 / 8 = 17.197 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A l'ELU

$$M_A = M_C = -3.705 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_A = M_C = -2.579 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.9. moments aux appuis (poutrelle type4 (RDC).

Appuis	Moments aux appuis (KN.m)	
	ELU	ELS
A et C	-3.705	-2.579
B	-18.711	-13.031

Calcul des moments en travées**Travée AB**

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes

$$\begin{cases} x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{cases}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura à considérées la charge permanente G

A l'ELU

Soit $q_u = 9.90 \text{ KN/m}$.

$$\begin{cases} x_0 = \frac{4.9}{2} - \frac{18.71}{9.90 \times 4.9} = 2.064 \text{ m} \\ M_0(x_0) = \frac{9.90 \times 2.064}{2} (4.9 - 2.064) = 28.97 \text{ KN.m} \\ M_t = 28.97 + \left[(-18.71) \left(\frac{2.064}{4.9}\right)\right] = 21.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{tu}^{AB} = 21.08 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Soit $q_s = 6.97 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} x_0 = \frac{4.9}{2} - \frac{13.031}{6.97 \times 4.9} = 2.068 \text{ m} \\ M_0(x_0) = \frac{6.97 \times 2.064}{2} (4.9 - 2.068) = 20.411 \text{ KN.m} \\ M_t = 20.411 + \left[(-13.031) \left(\frac{2.068}{4.9} \right) \right] = 14.911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{ts}^{AB} = 14.911 \text{ KN.m}$$

Travée BC

A l'ELU

Soit $q_u = 9.90 \text{ KN/m}$.

$$\begin{cases} x_0 = \frac{3.6}{2} + \frac{18.71}{9.90 \times 3.6} = 2.324 \text{ m} \\ M_0(x_0) = \frac{9.90 \times 2.324}{2} (3.6 - 2.324) = 14.67 \text{ KN.m} \\ M_t = 14.67 + \left[(-18.71) \left(1 - \frac{2.324}{3.6} \right) \right] = 8.046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{tu}^{AB} = 8.046 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Soit $q_s = 6.97 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} x_0 = \frac{3.6}{2} + \frac{13.031}{6.97 \times 3.6} = 2.319 \text{ m} \\ M_0(x_0) = \frac{6.97 \times 2.319}{2} (3.6 - 2.319) = 10.352 \text{ KN.m} \\ M_t = 10.352 + \left[(-13.031) \left(1 - \frac{2.319}{3.6} \right) \right] = 5.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{ts}^{AB} = 5.72 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.10. Moments en travées (poutrelle type4 (RDC)).						
Travées	x_0 (m)		$M_0(x_0)$ (KN.m)		Moments en travée (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	2.064	2.068	28.970	20.411	21.080	14.911
BC	2.324	2.319	14.670	10.352	8.046	5.720

Calcul des efforts tranchants

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm qu \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad [11]$$

Travée AB

$$V_A = 9.90 \times \frac{4.90}{2} - \frac{18.72}{4.90}$$

$$\rightarrow V_A = 20.43 \text{ KN}$$

$$V_B = -9.90 \times \frac{4.90}{2} - \frac{18.72}{4.90}$$

$$\rightarrow V_B = -28.08 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 9.90 \times \frac{3.60}{2} + \frac{18.72}{3.60}$$

$$\rightarrow V_B = 23.02 \text{ KN}$$

$$V_C = -9.90 \times \frac{3.60}{2} + \frac{18.72}{3.60}$$

$$\rightarrow V_C = -12.62 \text{ KN}$$

Les résultants sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.11. Efforts tranchants (poutrelles type 4 (RDC)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 20.43$ $V_B = -28.08$
BC	$V_B = 23.02$ $V_C = -12.62$

3.2.1.3 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul (poutrelle type 1 du plancher RDC)

Sollicitations maximales

Tableau 3.12. Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (RDC).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	19.446	13.670
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-13.808	-9.699
Moment en appui de rive (KN.m)	-3.452	-2.424
Effort tranchant (KN)	24.060	/

Ferraillage en travée

Les poutrelles se calculent en flexion simple comme des sections en « T » [9]

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $f_e = 400\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

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

Avec,

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2\text{ MPa} \text{ (Résistance du béton à l'ELU).}$$

Si ; $M_U \leq M_{TU}$ → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

Si ; $M_U > M_{TU}$ → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{TU} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59.07\text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59.07\text{ KN.m} > M_u = 19.446\text{ KN.m}$$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{19.446 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,065 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

Ce qui donne:

Calcul de la section d'acier tendue A_t

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} \text{ [10]}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065} \right] = 0,084$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.084) = 0.173\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{19.446 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 3.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.23 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1/400$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 3.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

$$A_t = 3.23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Ferraillage aux appuis

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

• Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{13.808 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.300 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.300 < \mu_l = 0.392 \text{ (Fe400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.459 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.147 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 2.69 \times 10^{-4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

• Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3.452 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.075 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < \mu_l = 0.392 \text{ (Fe400)} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.097 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.173 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = 0.57 \times 10^{-4} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,57 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots \dots A_a^{inter} = 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots \dots \dots A_a^{rive} = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 6,58\text{mm}; 10\text{mm})$$

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

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

Vérifications nécessaires**Vérifications à l'ELU**

- Vérification de rupture par cisaillement**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal V^{\max}
 $= 24,060 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$, avec :

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

$$\tau_u = 24,060 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,18) = 1,336 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,34 \text{ MPa}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ 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:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \dots \dots \dots St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}); \\ 2) \dots \dots \dots St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}; \\ 3) \dots \dots \dots St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} St_1 \leq 16,2 \text{ cm}; \\ St_2 \leq 40,4 \text{ cm}; \\ St_3 \leq 45,77 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

Donc : $St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $St = 15 \text{ cm}$

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

Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 24.060 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,691 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 4HA12 + 1HA10 = 5.04 \text{ cm}^2 > 0,691 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(24.06 \times 10^{-3} - \frac{19.461 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,276 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant

- **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 24.06 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Commentaire : Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- **Vérification de la jonction table nervure**

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

$$\text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1.570 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Commentaire : pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification des contraintes;
- Vérification de la flèche.

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (FPN) [7]}$$

Avec,

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (Contrainte admissible du béton) ;}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa (Contrainte admissible de l'acier) ;}$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS ;

Y : position de l'axe neutre ;

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$\left(\frac{b_0}{2}\right)y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - [b - b_0]\frac{h_0^2}{2}$$

$$0.05y^2 + 0.0287y - 0.7804 \times 10^{-3} = 0 \Rightarrow \text{on aura « y »}$$

$$I = \frac{by^3}{3} - [b - b_0]\frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

En travée

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

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -4.292 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$\Rightarrow H < 0$; L'axe neutre est dans la nervure, vérification des contraintes pour une section en « T »

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.13. Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (RDC)).	
Calculs	Vérifications
$y = 0.014\text{m}$	$\sigma_{bc} = 2.135 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I = 1.651 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_{bc} = 2.135 \text{ MPA}$	

Aux appuis intermédiaires

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.14. Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (RDC)).	
Calculs	Vérifications
$y = 0.014 \text{ m}$	$\sigma_{bc} = 1.908 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I = 1.320 \times 10^{-4} \text{ m}$	
$\sigma_{bc} = 2.135 \text{ MPA}$	

- **Vérification de la flèche**

Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [5]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{10 M_{0s}} ; \frac{1}{16}\right) \times l; \\ 2) A_{travée} \leq \frac{3,6.b_0.d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2; \\ 3) L < 8. \end{array} \right.$$

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux ;

M_{ts} : Moment maximale en travée à l'ELS $M_{ts} = 13.670 \text{ KN.m}$;

$A_{travée}$: Section d'armature en travée ;

l : longueur de la travée considérée $l=4.4\text{m}$;

M_0 : Moment isostatique à l'ELS $M_{0s} = 16.165 \text{ KN.m}$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h \geq \max\left(\frac{13.670}{10 \times 16.165} ; \frac{1}{16}\right) \times 4.4 \rightarrow h \geq \max(37.21; 27.5) \\ h = 20\text{cm} < 37.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) A \leq \frac{3.6 \times 0.1 \times 0.18}{400 \times 10^3} = 1.62 \text{ cm}^2 \\ A = 4.52\text{cm}^2 > 1.62\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) L = 4.4\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5\text{m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5\text{m} \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Article 6.5.3}) [6] \\ \Delta f \leq f \text{ admissible} \end{array} \right.$$

Avec,

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre+revêtements+cloisons) ;

f_{ji} : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre+cloisons).

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

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

On note :

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 2.85 + 1 = 3.85 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}}) = 5.28 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 5.28 + 5 = 10.28 \text{ KN/m}^2.$$

Evaluation des charges

$$q_j = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_p = 0.65 \times 10.28 = 6.682 \text{ KN/ml}.$$

Evaluation des moments

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 3.15. Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).		
Moments correspondant à q_j	$0.875 \times \left(\frac{q_j \times l^2}{8}\right)$	$M_j = 5.29 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$0.875 \times \left(\frac{q_g \times l^2}{8}\right)$	$M_g = 7.26 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$0.875 \times \left(\frac{q_p \times l^2}{8}\right)$	$M_q = 14.14 \text{ KN.m}$

Calcul des moments d'inertie

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

$$\rightarrow y_G = 0.0856 \text{ m} = 8.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A (d - y_G)^2$$

$$\rightarrow I_0 = 232466.039 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d$$

$$\rightarrow y = 0.0517 \text{ m} = 5.17 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow I = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

Le calcul des contraintes est résumé comme suit :

Tableau 3.16. calcul des contraintes (poutrelles type 1 (RDC)).		
contrainte correspondante à q_j	$\frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 72.03 \text{ MPa}$
Contrainte correspondante à q_g	$\frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 98.78 \text{ MPa}$
contrainte correspondante à q_p	$\frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 192.33 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients λ, μ

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right] \right\}$$

Tableau 3.17. calcul du coefficient μ (poutrelles (type 1) du plancher RDC).		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 \times d}$	$\rho = 0.025$
coefficient correspondant à q_j	$\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right)$	$\mu_j = 0.606$
coefficient correspondant à q_g	$\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right)$	$\mu_g = 0.694$
coefficient correspondant à q_p	$\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right)$	$\mu_p = 0.828$

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \end{cases} \Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 1.69 \\ \lambda_v = 0.67 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inerties fictives

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.18. Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (RDC))		
I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{ji} = 1.21 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{gi} = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{gv} = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{pi} = 1.02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Calcul des modules de déformation

– Modules de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

– Modules de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa}$$

Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant

Tableau 3.19. Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).		
f _{ji}	$\frac{M_g l^2}{10 E_v \times I_{gv}}$	7.78 mm
f _{gi}	$\frac{M_j l^2}{10 E_i \times I_{ji}}$	2.61 mm
f _{gv}	$\frac{M_p l^2}{10 E_i \times I_{pi}}$	8.26 mm
f _{pi}	$\frac{M_g l^2}{10 E_i \times I_{gi}}$	3.84 mm
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	9.6 mm
f _{admissible}	$\frac{l}{500}$	8.8 mm

$$\Delta f = 9.6 \text{ mm} > f_{\text{admissible}} = 8.8 \text{ mm}$$

Commentaire : la flèche n'est pas vérifiée ; on augmente alors la section d'armature soit $\Rightarrow A_T = 1H10 + 3H14 = 5.41 \text{ cm}^2$

Tableau 3.20. Revérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =5.29	$\sigma_j = 60.67$	$\mu_j = 0.60$	$\lambda_i = 1.41$	I _{ji} = 1.40×10 ⁻⁴	f _{ji} = 2.25
M _g =7.26	$\sigma_g = 83.21$	$\mu_g = 0.69$		I _{gi} = 1.31 ×10 ⁻⁴	f _{gi} = 3.29
M _p =14.14	$\sigma_p = 162.01$	$\mu_p = 0.82$	$\lambda_v = 0.56$	I _{gv} = 1.87×10 ⁻⁴	f _{gv} = 6.93
				I _{pi} = 1.20×10 ⁻⁴	f _{pi} = 7.02
$\Delta f = 8.41 < 8.8$					

Commentaire : pas de risque de déformation.

3.2.1.4 Calcul des sollicitations dans les autres types de poutrelles

En suivant le même principe de calcul, nous avons calculé le reste des types des poutrelles pour chaque plancher ; les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivant

Tableau 3.21. Sollicitations des poutrelles du plancher E/Sol.						
Type des poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	
Type 1	$M_A = M_C = -2.56$	$M_t^{AB} = 11.96$	Travée (AB) $V_A = 14.84$ $V_A = -17.04$	$M_A = M_C = -1.83$	$M_t^{AB} = 8.55$	
	$M_B = -10.27$	$M_t^{BC} = 13.62$	Travée (BC) $V_B = 17.88$ $V_C = -15.55$	$M_B = -7.34$	$M_t^{BC} = 9.74$	
	$M_{appui}^{max} = 10.27$	$M_{travée}^{max} = 13.62$	$V^{max} = 17.88$	$M_{appui}^{max} = 7.34$	$M_{travée}^{max} = 9.74$	
Type 2	$M_A = M_D = -2.33$	$M_t^{AB} = 12.81$	Travée (AB) $V_A = 14.84$ $V_B = -16.33$	$M_A = M_D = -1.67$	$M_t^{AB} = 9.16$	
	$M_B = -8.55$	$M_t^{BC} = 10.20$	Travée (BC) $V_B = 17.11$ $V_C = -17.11$	$M_B = -6.12$	$M_t^{BC} = 7.30$	
	$M_C = -8.55$	$M_t^{CD} = 9.71$	Travée (CD) $V_C = -14.77$ $V_D = 13.43$	$M_C = -6.12$	$M_t^{CD} = 6.95$	
	$M_{appui}^{max} = 8.55$	$M_{travée}^{max} = 12.81$	$V^{max} = 17.11$	$M_{appui}^{max} = 6.12$	$M_{travée}^{max} = 9.16$	
Type 3	$M_A = -2.33$ $M_B = -2.33$	$M_t^{AB} = 15.59$	Travée (AB) $V_A = 14.84$ $V_B = -14.84$	$M_A = -1.67$ $M_B = -1.67$	$M_t^{AB} = 11.15$	
	$M_{appui}^{max} = 2.33$	$M_{travée}^{max} = 15.59$	$V^{max} = 14.84$	$M_{appui}^{max} = 1.67$	$M_{travée}^{max} = 11.15$	

Type 4	$M_A = M_C$ = -2.49	M_t^{AB} = 15.40	Travée (AB)	$V_A = 14.76$ $V_B = -19.89$	$M_A = M_C$ = -1.76	$M_t^{AB} =$ 11.05
	M_B = -12.57	$M_t^{BC} = 6.03$	Travée (BC)	$V_B = 16.22$ $V_C = -9.23$	$M_B =$ -8.30	$M_t^{BC} = 4.34$
	M_{appui}^{max} = 12.57	$M_{travée}^{max}$ = 15.40	$V^{max} = 19.89$		M_{appui}^{max} = 8.30	$M_{travée}^{max}$ = 11.05

Tableau 3.22. Sollicitations des poutrelles du plancher RDC.

Type des poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	
Type 1	$M_A = M_C$ = -3.45	M_t^{AB} = 17.119	Travée (AB)	$V_A = 19.971$ $V_A = -22.966$	$M_A = M_C$ = -2.42	$M_t^{AB} = 12.030$
	$M_B =$ -13.805	M_t^{BC} = 19.461	Travée (BC)	$V_B = 24.055$ $V_C = -20.922$	$M_B =$ -9.702	$M_t^{BC} = 13.677$
	M_{appui}^{max} = 13.805	$M_{travée}^{max}$ = 19.461	$V^{max} = 24.055$		M_{appui}^{max} = 9.702	$M_{travée}^{max}$ = 13.677
Type 2	$M_A = M_D$ = -3.15	$M_t^{AB} = 18.269$	Travée (AB)	$V_A = 19.971$ $V_B = -21.968$	$M_A = M_D$ = -2.21	$M_t^{AB} = 12.84$
	$M_B =$ -11.805	$M_t^{BC} = 14.859$	Travée (BC)	$V_B = 23.014$ $V_C = -23.014$	$M_B =$ -8.085	$M_t^{BC} = 10.443$
	$M_C =$ -11.805	$M_t^{CD} = 13.912$	Travée (CD)	$V_C = 19.875$ $V_D = -18.096$	$M_C =$ -8.085	$M_t^{CD} = 9.777$
	M_{appui}^{max} = 11.805	$M_{travée}^{max}$ = 18.269	$V^{max} = 23.014$		M_{appui}^{max} = 8.085	$M_{travée}^{max}$ = 12.84
Type 3	$M_A = M_B$ = -3.145	$M_t^{AB} =$ 20.969	Travée (AB)	$V_A = 19.971$ $V_B = -19.971$	$M_A =$ -2.209 $M_B =$ -2.209	$M_t^{AB} = 14.729$
	M_{appui}^{max} = 3.145	$M_{travée}^{max}$ = 20.969	$V^{max} = 19.971$		M_{appui}^{max} = 2.209	$M_{travée}^{max}$ = 14.729
Type 4	$M_A = M_C$ = -2.27	M_t^{AB} = 20.199	Travée (AB)	$V_A = 19.598$ $V_B = -26.99$	$M_A = M_C$ = -1.58	M_t^{AB} = 14.252
	$M_B =$ -18.111	M_t^{BC} = 7.678	Travée (BC)	$V_B = 12.08$ $V_C = -22.14$	$M_B =$ -12.594	$M_t^{BC} = 5.444$
	M_{appui}^{max} = 18.111	$M_{travée}^{max}$ = 20.199	$V^{max} = 26.99$		M_{appui}^{max} = 12.594	$M_{travée}^{max}$ = 14.252

Le tableau représenté ci-dessous résume les sollicitations des poutrelles du plancher des étages courant (nous disposons de 04 types de poutrelles dans le 1^{er} au 5^{eme} niveau (partie A) et de 03 types (à savoir type 1, 2,3) dans le 6^{eme} au 9^{eme} niveau (partie B).

Tableau 3.23. Sollicitations des poutrelles du plancher des étages (1 ^{er} au 9 ^{eme}).						
Type des poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
Type 1	$M_A = M_C$ = -2.214	M_t^{AB} = 9.907	Travée (AB) $V_A = 12.81$ $V_A = -14.73$	$M_A = M_C$ = -1.600	$M_t^{AB} = 7.161$	
	M_B = -8.851	M_t^{BC} = 11.305	Travée (BC) $V_B = 15.43$ $V_C = -13.42$	M_B = -6.400	$M_t^{BC} = 8.173$	
	M_{appui}^{max} = 8.851	$M_{travée}^{max}$ = 11.305	$V^{max} = 15.43$	M_{appui}^{max} = 6.400	$M_{travée}^{max}$ = 8.173	
Type 2	$M_A = M_D$ = -2.016	$M_t^{AB} = 10.645$	Travée (AB) $V_A = 12.802$ $V_B = -14.081$	$M_A = M_D$ = -1.457	$M_t^{AB} = 7.695$	
	M_B = -7.376	$M_t^{BC} = 8.354$	Travée (BC) $V_B = 14.752$ $V_C = -14.752$	$M_B = -5.333$	$M_t^{BC} = 6.039$	
	M_C = -7.376	$M_t^{CD} = 8.044$	Travée (CD) $V_C = 12.740$ $V_D = -11.58$	$M_C = -5.333$	$M_t^{CD} = 5.816$	
	M_{appui}^{max} = 7.376	$M_{travée}^{max}$ = 10.645	$V^{max} = 14.752$	M_{appui}^{max} = 5.333	$M_{travée}^{max}$ = 7.695	
Type 3	$M_A = M_B$ = -2.016	$M_t^{AB} = 13.441$	Travée (AB) $V_A = 12.797$ $V_B = -12.797$	$M_A = M_B$ = -1.457	$M_t^{AB} = 9.717$	
	M_{appui}^{max} = 2.016	$M_{travée}^{max}$ = 13.441	$V^{max} = 12.797$	M_{appui}^{max} = 1.457	$M_{travée}^{max}$ = 9.717	
Type 4	$M_A = M_C$ = -2.167	$M_t^{AB} = 14.391$	Travée (AB) $V_A = 13.67$ $V_B = -18.14$	$M_A = M_C$ = -1.58	$M_t^{AB} = 10.448$	
	M_B = -10.95	$M_t^{BC} = 5.753$	Travée (BC) $V_B = 14.72$ $V_C = -8.64$	M_B = -12.594	$M_t^{BC} = 4.19$	
	M_{appui}^{max} = 10.95	$M_{travée}^{max}$ = 14.391	$V^{max} = 18.14$	M_{appui}^{max} = 12.594	$M_{travée}^{max}$ = 10.448	

Tableau 3.24. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4)						
Type des poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V (KN)		M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Type 4	$M_A = M_C = -3.085$	$M_t^{AB} = 15.381$	Travée (AB)	$V_A = 14.52$ $V_B = -19.06$	$M_A = M_C = -2.253$	$M_t^{AB} = 11.253$
	$M_B = -11.132$	$M_t^{BC} = 6.235$	Travée (BC)	$V_B = 15.42$ $V_C = -9.24$	$M_B = -8.08$	$M_t^{BC} = 4.571$
	$M_{appui}^{max} = 10.95$	$M_{travée}^{max} = 14.391$	$V^{max} = 19.06$		$M_{appui}^{max} = 12.594$	$M_{travée}^{max} = 10.448$

Tableau 3.25. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible2 (16+4).						
Type des poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V (KN)		M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Type 1	$M_A = M_C = -2.344$	$M_t^{AB} = 10.265$	Travée (AB)	$V_A = 13.56$ $V_A = -15.59$	$M_A = M_C = -1.710$	$M_t^{AB} = 7.49$
	$M_B = -9.379$	$M_t^{BC} = 11.723$	Travée (BC)	$V_B = 16.34$ $V_C = -14.21$	$M_B = -6.843$	$M_t^{BC} = 8.554$
	$M_{appui}^{max} = 9.379$	$M_{travée}^{max} = 11.723$	$V^{max} = 16.34$		$M_{appui}^{max} = 6.843$	$M_{travée}^{max} = 8.554$
Type 2	$M_A = M_D = -2.136$	$M_t^{AB} = 10.92$	Travée (AB)	$V_A = 13.570$ $V_B = -14.92$	$M_A = M_D = -1.558$	$M_t^{AB} = 7.97$
	$M_B = -7.815$	$M_t^{BC} = 9.70$	Travée (BC)	$V_B = 15.63$ $V_C = -15.63$	$M_B = -5.701$	$M_t^{BC} = 7.07$
	$M_C = -7.815$	$M_t^{CD} = 8.23$	Travée (CD)	$V_C = 13.50$ $V_D = -12.27$	$M_C = -5.701$	$M_t^{CD} = 5.99$
	$M_{appui}^{max} = 7.815$	$M_{travée}^{max} = 10.92$	$V^{max} = 15.63$		$M_{appui}^{max} = 5.701$	$M_{travée}^{max} = 7.97$
Type 3	$M_A = M_B = -2.14$	$M_t^{AB} = 12.24$	Travée (AB)	$V_A = 13.57$ $V_B = -13.57$	$M_A = M_B = -1.56$	$M_t^{AB} = 10.39$
	$M_{appui}^{max} = 2.14$	$M_{travée}^{max} = 12.24$	$V^{max} = 13.57$		$M_{appui}^{max} = 1.56$	$M_{travée}^{max} = 10.39$

Remarque : nous utiliserons les sollicitations maximales correspondant à chaque plancher obtenus précédemment pour ferrailer les poutrelles.

3.2.1.5 Ferrailage des poutrelles

A. Ferrailage de l'E/Sol (20+4)

Les sollicitations maximales

Les sollicitations du plancher de l'E/Sol sont données comme suit :

Tableau 3.26. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage de l'E/Sol (20+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	15.403	11.054
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.49	-1.76
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-12.57	-8.90
Efforts tranchant (KN)	19.89	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.27. Ferrailage du plancher E/Sol (20+4).					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	Amin (cm ²)
En travée					
0.0345	0.0439	0.2161	2.04	3HA12 = 3.36	1.72
En appuis intermédiaire					
0.1833	0.2552	0.1975	1.83	1HA12+1HA10 = 1.92	0.26
En appuis de rive					
0.0363	0.0462	0.2159	0.33	1HA10 = 0.79	0.26
A transversale = 2φ8 = 1.01 cm²					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.28. Vérifications au cisaillement du plancher E/Sol (20+4).	
$V_u^{max} = 19.89 \text{ KN}$	
$\tau_u = 0.90 \text{ MPA}$	$\tau_u = 0.90 \text{ MPA} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPA}$	

Tableau 3.29. Vérification des contraintes du plancher de l'E/Sol (20+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0513	1.73×10^{-4}	3.26	15
Appuis intermédiaires	0.0429	1.23×10^{-4}	3.09	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci dessous

Tableau 3.30. Vérification de la flèche du plancher de l'E/Sol (20+4).					
$\rho = 0.0154, I_0=3.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =7.33	$\sigma_j = 106.72$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.76$	I _{ji} = 1.41×10 ⁻⁴	f _{ji} =2.84
M _g =9.78	$\sigma_g = 142.21$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 1.29 ×10 ⁻⁴	f _{gi} = 5.59
M _p =14.04	$\sigma_p = 204.26$	$\mu_p = 0.74$	$\lambda_v = 1.10$	I _{gv} = 2.11×10 ⁻⁴	f _{gv} = 10.26
				I _{pi} = 1.19×10 ⁻⁴	f _{pi} = 8.72
$\Delta f = 9.55 \text{ mm} < 9.8 \text{ mm}$					

Commentaire: il n'y a pas risque de déformation.

B. Ferrailage de l'E/Sol (16+4)

Les sollicitations maximales

Les sollicitations sont regroupées comme suit :

Tableau 3.31. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage de l'E/Sol (16+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	15.689	11.157
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.566	-1.835
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-10.267	-7.343
Efforts tranchant (KN)	17.88	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.32. Ferrailage du plancher E/Sol (16+4)					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée					
0.0525	0.0675	0.1751	2.57	3HA12 = 3.39	1.41
En appuis intermédiaire					
0.2236	0.3207	0.1569	1.88	1HA12+1HA10 = 1.92	0.22
En appuis de rive					
0.0559	0.0719	0.1748	0.42	1HA10 = 0.79	0.22
A transversale = 2ϕ8 = 1.01 cm²					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.33. Vérifications au cisaillement du plancher E/Sol (16+4)		
$V_U^{max} = 17.88 \text{ KN}$		
$\tau_u = 0.9933 \text{ MPA}$	$\tau_u = 0.99 \text{ MPA} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement	
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPA}$		

Tableau 3.34. Vérification des contraintes du plancher de l'E/Sol (16+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0458	1.12×10^{-4}	4.54	15
Appuis intermédiaires	0.0384	0.80×10^{-4}	3.52	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.35. Vérification de la flèche du plancher de l'E/Sol (16+4).					
$\rho = 0.0188, I_0=2.0 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =4.82	$\sigma_j = 86.46$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.26$	I _{ji} = 0.97×10 ⁻⁴	f _{ji} =2.68
M _g =6.62	$\sigma_g = 118.57$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 0.89×10 ⁻⁴	f _{gi} = 4.02
M _p =9.75	$\sigma_p = 174.72$	$\mu_p = 0.75$	$\lambda_v = 0.91$	I _{gv} =1.39×10 ⁻⁴	f _{gv} = 7.71
				I _{pi} = 0.82×10 ⁻⁴	f _{pi} = 6.42
$\Delta f = 7.42 < 8.4$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

C. Ferrailage du RDC (20+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.36. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du RDC (20+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	20.199	14.252
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.27	-1.58
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-18.11	-12.59
Efforts tranchant (KN)	27.00	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.37. Ferrailage du plancher RDC (20+4).					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	Amin (cm ²)
En travée					
0.0453	0.0579	0.2148	2.70	3HA12 = 3.39	1.72
En appuis intermédiaire					
0.2641	0.3914	0.1855	2.80	2HA14 = 3.08	0.26
En appuis de rive					
0.0033	0.0420	0.2162	0.30	1HA14 = 1.54	0.26
A transversale = 2ϕ8 = 1.01 cm²					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.38. Vérifications au cisaillement du plancher RDC (20+4).	
$V_U^{max} = 27.00 \text{ KN}$	
$\tau_u = 1.2272 \text{ MPa}$	$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPa}$	

Tableau 3.39. Vérification des contraintes du plancher RDC (20+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0513	1.73×10^{-4}	4.20	15
Appuis intermédiaires	0.0429	1.23×10^{-4}	4.38	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.40. Vérification de la flèche du plancher RDC (20+4).					
$\rho = 0.0154, I_0=3.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =7.33	$\sigma_j = 106.72$	$\mu_j= 0.57$	$\lambda_i = 2.76$	I _{ji} = 1.41×10 ⁻⁴	f _{ji} = 3.84
M _g =9.78	$\sigma_g = 142.21$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 1.29 ×10 ⁻⁴	f _{gi} = 5.59
M _p =18.31	$\sigma_p = 266.31$	$\mu_p = 0.80$	$\lambda_v = 1.10$	I _{gv} =2.11×10 ⁻⁴	f _{gv} = 10.26
				I _{pi} = 1.13×10 ⁻⁴	f _{pi} = 11.90
$\Delta f = 12.73 > 9.8$					

Commentaire : La flèche n'étant pas vérifiée, on augmente la section d'armature soit 3HA12 + 1HA14 = 4.93 cm².

Tableau 3.41. Revérification de la flèche du plancher RDC (20+4).					
$\rho = 0.0224, I_0 = 3.72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	λ	Moment d'inerties fictives (m ⁴)	f (mm)
$M_j = 7.33$	$\sigma_j = 74.47$			$I_{ji} = 1.94 \times 10^{-4}$	$f_{ji} = 2.79$
$M_g = 9.78$	$\sigma_g = 99.24$	$\mu_j = 0.58$	$\lambda_i = 1.90$	$I_{gi} = 1.80 \times 10^{-4}$	$f_{gi} = 4.01$
$M_p = 18.31$	$\sigma_p = 185.84$	$\mu_g = 0.66$		$I_{gv} = 2.71 \times 10^{-4}$	$f_{gv} = 8.00$
		$\mu_p = 0.80$	$\lambda_v = 0.76$	$I_{pi} = 1.61 \times 10^{-4}$	$f_{pi} = 8.37$
$\Delta f = 9.56 < 9.8$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

D. Ferrailage du RDC (16+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.42. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du RDC (16+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	20.969	14.729
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-3.45	-2.42
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-13.805	-9.702
Efforts tranchant (KN)	24.055	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous

Tableau 3.43. Ferrailage du plancher RDC (16+4).					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée					
0.0702	0.0911	0.1734	3.47	2HA14 + 1HA12 = 4.21	1.41
En appuis intermédiaire					
0.3007	0.4609	0.1468	2.70	2HA14 = 3.08	0.21
En appuis de rive					
0.0751	0.0977	0.1729	0.57	1HA14 = 1.54	0.21
A transversale = $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.44. Vérifications au cisaillement du plancher RDC (16+4).	
$V_U^{max} = 24.055 \text{ KN}$	
$\tau_u = 1.3363 \text{ MPA}$	$\tau_u = 1.34 \text{ MPA} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPA}$	

Tableau 3.45. Vérification des contraintes du plancher RDC (16+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0502	1.33×10^{-4}	5.52	15
Appuis intermédiaires	0.0439	1.03×10^{-4}	4.10	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.46. Vérification de la flèche du plancher RDC (16+4).					
$\rho = 0.023, I_0=2.18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =4.82	$\sigma_j = 70.24$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 1.82$	I _{ji} = 1.17×10^{-4}	f _{ji} = 2.24
M _g =6.62	$\sigma_g = 96.33$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 1.69×10^{-4}	f _{gi} = 3.32
M _p =12.89	$\sigma_p = 187.56$	$\mu_p = 0.81$	$\lambda_v = 0.72$	I _{gv} = 1.61×10^{-4}	f _{gv} = 6.69
				I _{pi} = 0.96×10^{-4}	f _{pi} = 7.24
$\Delta f = 8.37 < 9.8$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

E. Ferrailage du plancher étage courant (20+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.47. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher courant (20+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	14.391	10.408
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.92	-2.11
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-10.95	-7.86
Efforts tranchant (KN)	18.138	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.48. Ferrailage du plancher courant (20+4).					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée					
0.0322	0.0410	0.2163	1.91	3HA10 = 3.39	1.72
En appuis intermédiaire					
0.1586	0.2187	0.2007	1.56	1HA12+1HA10 = 1.92	0.26
En appuis de rive					
0.0425	0.0544	0.2152	0.39	1HA10 = 0.79	0.26
A transversale = 2 ϕ 8 = 1.01 cm ²					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.49. Vérifications au cisaillement du plancher courant (20+4).	
$V_U^{max} = 18.138 \text{ KN}$	
$\tau_u = 0.8244 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPa}$	

Tableau 3.50. Vérification des contraintes du plancher courant (20+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0513	1.73 *10 ⁻⁴	3.08	15
Appuis intermédiaires	0.0429	1.23*10 ⁻⁴	2.73	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.51. Vérification de la flèche du plancher courant (20+4).					
$\rho = 0.0154, I_0=3.32 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j = 7.33	$\sigma_j = 106.72$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.76$	I _{ji} = 1.41×10 ⁻⁴	f _{ji} = 3.84
M _g = 9.78	$\sigma_g = 142.21$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 1.29×10 ⁻⁴	f _{gi} = 5.59
M _p = 12.34	$\sigma_p = 179.44$	$\mu_p = 0.72$	$\lambda_v = 1.10$	I _{gv} =2.11×10 ⁻⁴	f _{gv} = 10.26
				I _{pi} = 1.22×10 ⁻⁴	f _{pi} = 7.46
$\Delta f = 8.29 < 9.8$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

F. Ferrailage du plancher étage courant (16+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.52. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher courant (16+4).

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	13.45	9.72
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.21	-1.60
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-8.851	-6.40
Efforts tranchant (KN)	15.42	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.53. Ferrailage du plancher courant (16+4).

μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée					
0.0450	0.0576	0.1758	2.19	3HA12 = 2.36	1.41
En appuis intermédiaire					
0.1928	0.2702	0.1605	1.58	1HA12+1HA10 = 1.92	0.21
En appuis de rive					
0.0481	0.0617	0.1755	0.36	1HA10 = 0.79	0.21
A transversale = $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.54. Vérifications au cisaillement du plancher courant (16+4).

$V_u^{max} = 15.423 \text{ KN}$	
$\tau_u = 0.8568 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0.86 \text{ MPa} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPa}$	

Tableau 3.55. Vérification des contraintes du plancher courant (16+4).

Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0391	0.83×10^{-4}	4.57	15
Appuis intermédiaires	0.0384	0.80×10^{-4}	3.07	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.56. Vérification de la flèche du plancher courant (16+4)					
$\rho = 0.0188, I_0 = 2.04 \times 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j =4.82	$\sigma_j = 86.46$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.26$	I _{ji} = 0.97×10 ⁻⁴	f _{ji} = 2.68
M _g =6.62	$\sigma_g = 118.57$	$\mu_g = 0.66$		I _{gi} = 0.89 ×10 ⁻⁴	f _{gi} = 4.02
M _p = 8.50	$\sigma_p = 152.26$	$\mu_p = 0.72$	$\lambda_v = 0.90$	I _{gv} =1.39 ×10 ⁻⁴	f _{gv} = 7.71
				I _{pi} = 0.84 ×10 ⁻⁴	f _{pi} = 5.45
$\Delta f = 6.46 < 8.4$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

G. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.57. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher terrasse inaccessible 1(20+4).		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	15.381	11.253
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-3.085	-2.253
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-11.32	-8.08
Efforts tranchant (KN)	19.064	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.58. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).					
μ_{bu}	A	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée					
0.0345	0.0439	0.2161	2.04	3HA12 = 3.39	1.72
En appuis intermédiaire					
0.1623	0.2227	0.2003	1.59	1HA12+1HA10 = 1.92	0.26
En appuis de rive					
0.0449	0.0575	0.2149	0.41	1HA10 = 0.79	0.26
A transversale = $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.59. Vérifications au cisaillement du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).

$V_u^{max} = 19.064 \text{ KN}$	
$\tau_u = 0.8665 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0.86 \text{ MPa} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPa}$	

Tableau 3.60. Vérifications des contraintes du plancher terrasse inaccessible 1(20+4).

Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0513	1.73×10^{-4}	3.32	15
Appuis intermédiaires	0.0429	1.23×10^{-4}	2.81	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.61. Vérification de la flèche du plancher terrasse inaccessible 1 (20+4).

$\rho = 0.0154, I_0=3.32 \times 10^{-4} \text{ mm}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
$M_j= 7.33$	$\sigma_j = 106.72$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.76$	$I_{ji} = 1.41 \times 10^{-4}$	$f_{ji}=3.84$
$M_g= 11.43$	$\sigma_g = 166.28$	$\mu_g = 0.70$		$I_{gi}= 1.24 \times 10^{-4}$	$f_{gi} = 6.80$
$M_p= 13.14$	$\sigma_p = 191.10$	$\mu_p = 0.73$	$\lambda_v = 1.10$	$I_{gv}=2.06 \times 10^{-4}$	$f_{gv} = 12.31$
				$I_{pi}= 1.21 \times 10^{-4}$	$f_{pi} = 8.05$
$\Delta f = 9.72 < 9.8$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation.

H. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4)

Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.62. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	12.24	10.39
Moments aux appuis de rive (KN.m)	-2.344	-1.710
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-9.379	-6.843
Efforts tranchant (KN)	16.341	

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage en travée et en appuis est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.63. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).					
μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée					
0.0410	0.0523	0.1762	2.01	3HA12 = 3.39	1.41
En appuis intermédiaire					
0.2043	0.2887	0.1592	1.69	1HA12+1HA10 = 1.92	0.21
En appuis de rive					
0.0510	0.0655	0.1752	0.38	1HA10 = 0.79	0.21
A transversale = A _t = 2 ϕ 8 = 1.01 cm ²					

Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.64. Vérifications au cisaillement du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).	
$V_U^{max} = 16.341 \text{ KN}$	
$\tau_u = 0.9078 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \tau_u^{adm}$ Pas risque de rupture par cisaillement.
$\tau_u^{adm} = 3.34 \text{ MPa}$	

Tableau 3.65. Vérification des contraintes du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.0458	1.12 × 10 ⁻⁴	4.23	15
Appuis intermédiaires	0.0384	0.80 × 10 ⁻⁴	3.27	

Vérification de la flèche

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.66. Vérifications de la flèche du plancher terrasse inaccessible 2 (16+4).					
$\rho = 0.0188, I_0= 2.04 * 10^{-4} \text{ m}^4$					
Moments	Contraintes	μ	λ	Moment d'inerties fictives	f
(KN.m)	(MPa)			(m ⁴)	(mm)
M _j = 4.82	$\sigma_j = 86.46$	$\mu_j = 0.57$	$\lambda_i = 2.26$	I _{ji} = 0.97×10 ⁻⁴	f _{ji} = 2.68
M _g = 7.23	$\sigma_g = 140.36$	$\mu_g = 0.71$		I _{gi} = 0.86×10 ⁻⁴	f _{gi} = 4.95
M _p = 9.09	$\sigma_p = 162.81$	$\mu_p = 0.74$	$\lambda_v = 0.90$	I _{gv} = 1.36×10 ⁻⁴	f _{gv} = 9.35
				I _{pi} = 0.83×10 ⁻⁴	f _{pi} = 5.91
$\Delta f = 7.63 < 8.4$					

Commentaire : il n'y a pas de risque de déformation

3.2.1.6 Schéma de ferrailage

Les schémas de ferrailages sont représentés dans le tableau suivant :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher E/Sol + étages courants (16+4) + terrasse inc			
Plancher Étages courants (20+4)			
Plancher RDC (20+4)			
Plancher RDC (16+4)			

3.2.1.7 Ferrailage de la dalle de compression : (Article B.6.8.4.2.3) [6]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations a cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés).

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq l_0 \leq 80\text{cm} \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} ; \text{ Si : } l_0 < 50\text{ cm} \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec,

A_{\perp} : la section d'acier des barres perpendiculaire aux poutrelles (maximum d'acier);
 A_{\parallel} : la section d'acier des barres parallèle aux poutrelles;

$l_0 = 65\text{ cm}$;

$f_e = 235\text{ MPa}$. car c'est un treillis soudés (rond lisse "RL").

AN:

$$50\text{cm} \leq l_0 = 65\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{1.106}{2} = 0.553\text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Escapements des barres

$$\text{St} : \begin{cases} A_{\perp} \rightarrow s_t \leq 20\text{ cm}; \\ A_{\parallel} \rightarrow s_t \leq 30\text{ cm}. \end{cases}$$

\Rightarrow Donc, on opte pour un treillis soudés TS $\phi 6$ 200/250 mm

$$A_{\perp} \begin{cases} 5\phi 6/\text{ml} = 1.41\text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St} = 20\text{ cm} \leq 20\text{cm} \end{cases} \quad A_{\parallel} \begin{cases} 4\phi 6/\text{ml} = 1.13\text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St} = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage est représenté ci-dessous :

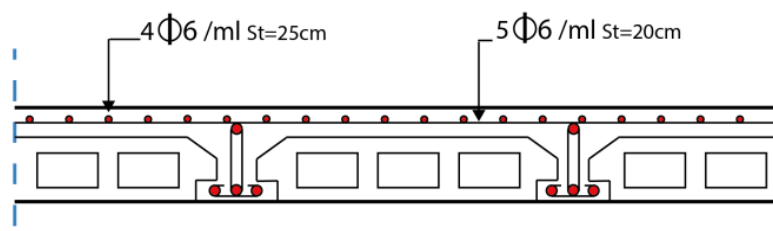


Figure 3.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.3 Etude de l'acrotère

Notre bâtiment comporte deux (02) terrasses inaccessibles identiques délimité par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, joue également un rôle contre l'infiltration des eaux pluviales, ainsi que d'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

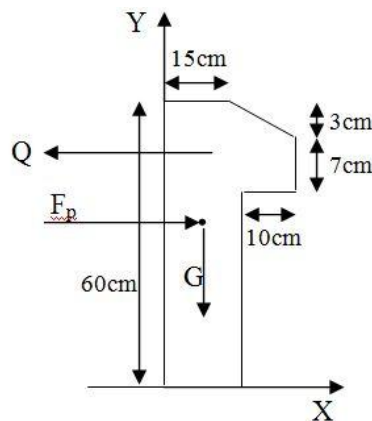


Figure 3.9. Coupe transversale de l'acrotère.

Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considéré préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

Evaluation des charges et surcharges

La surface de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S_{\text{acrotère}} = (60 \times 15) + (7 \times 10) + \frac{(3 \times 10)}{2}$$

$$S_{\text{acrotère}} = 985 \text{ cm}^2 = 0,0985 \text{ m}^2.$$

- **Poids propre**

$$G_0 = \rho \times S_{\text{acrotère}} \Rightarrow G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{rev}} = \rho \times e \Rightarrow G = 18 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml.}$$

Avec ;

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

ρ : Masse volumique du béton exprimé en KN/m³

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.67. charges revenant sur l'acrotère.						
Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.46	0.4	2.86	1.00

- **Calcul de la force sismique**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

Tel que

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (Article 6.2.3) [7]}$$

Avec,

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau 4.1 [7]

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 [7]

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{donc} \rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.86 \Rightarrow \boxed{F_p = 1.37 \text{ KN.}}$$

Calcul des sollicitations

- Calcul de la position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 8.57 \text{ cm} \\ Y_G = 32.104 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.86 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0.43 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 3.68. Combinaisons d'action de l'acrotère.

combinaisons	ELA	E L U	E L S
sollicitations	G + Q + Fp	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.86	3.86	2.86
M (KN.m)	1.03	0.90	0.60

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{3.86} = 0.23 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$e_0 = 23 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, celle-ci doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL 91 en adoptant une excentricité totale de calcul tels que :

$$e = e_0 + e_a + e_2 \quad \text{Article (A.4.3.5) [5]}$$

Avec,

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

Nous avons donc :

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L/250) \text{ Article (A. 4.3,5) [5]}$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$\Rightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 60/250 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) \text{ Article (A. 4.3,5) [5]}$$

Avec,

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h= hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

l_f : Longueur de flambement.

Ce qui donne

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

Dans notre cas $\alpha = 0$

Nous obtenons alors :

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.23 + 0.02 + 0.00576 = 0.258 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent alors:

$$\boxed{\text{Nu} = 3.86 \text{ KN.}}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.86 \times 0.258$$

$$\Rightarrow \boxed{M_u = 0.99 \text{ KN. m}}$$

Ferraillage de l'acrotère

- Calcul à l'ELU

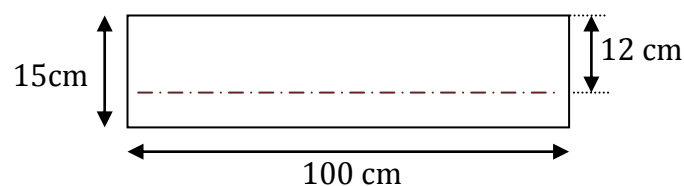


Figure 3.10. Coupe transversale de la section à ferrailler.

Nous calculons les armatures à l'ELU à la flexion composée, puis nous effectuerons la vérification des contraintes à l'ELS.

Nous aurons à suivre les étapes suivantes :

$\frac{h}{6} < e$ Donc La section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

Nous avons :

$$\begin{cases} N_u \text{ à la compression} \\ e_0 = 0.23 > \frac{0.15}{2} = 0.075 \rightarrow 'c' \text{ est à l'extérieur de la section} \end{cases}$$

Soit ;

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

D'où,

$$M_f = 0.995 + 3.86 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.169 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fera comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.995 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0048 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

Avec ;

$$\begin{cases} \alpha = 0.0060 \\ Z = 0.119 \text{ m} \end{cases}$$

Nous aurons donc :

$$A_l = \frac{0.995 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_l = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.23 \times 10^{-4} - \frac{3.86 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_s = 0.12 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Vérification à l'ELU

- La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

D'où : $A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ Nous ferraillerons A_{min} et nous opterons pour

$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

Les armatures de répartitions sont données par la formule suivante :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous opterons pour : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec $St = 25 \text{ cm}$

d'ou le choix des barres est $\begin{cases} \text{sens principal} \rightarrow A_s = 4\text{HA}8 \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \\ \text{sens secondaire} \rightarrow A_r = 4\text{HA}8 \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \end{cases}$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ tels que: } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{t28}}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Avec,

$$V_u = f_p + Q \Rightarrow V_u = 2.37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.0197 \text{ Mpa.}$$

Nous remarquons que la condition est vérifiée soit ;

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Vérification de l'adhérence**

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime soit ;

$$\zeta_{su} = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} \quad \text{Article (A. 6.1.21) [5]}$$

Avec,

ψs : étant le coefficient de scellement qui correspond à 1.15 pour les armatures haute adhérence.

f_{t28} : Corresponds à la résistance à la traction du béton à 28jours exprimée en Mpa.

Pour ce faire nous devons vérifiées la condition suivante :

$$\zeta_{se} \leq \zeta_{su}$$

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule de la contrainte d'adhérence d'entraînement ζ_{se} est comme suit :

$$\zeta_{se} = \frac{v_u}{0.9 d \cdot \Sigma \mu_i} \text{ Article (A. 6.1,3) [5]}$$

Avec,

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

v_u : désigne la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

AN:

$$\Sigma \Phi_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \Phi_i = 7.54 \text{ cm}$$

$$\zeta_{se} = 2.37 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.0754)$$

$$\Rightarrow \zeta_{se} = \mathbf{0.291 \text{ MPa}}$$

Nous aurons donc :

$$\zeta_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \zeta_{su} = \mathbf{2.83 \text{ MPa}}$$

$\zeta_{se} < \zeta_{su}$ La condition étant vérifiée ; pas de risque vis-à-vis de l'adhérence

Vérification à l'ELS

Pour cela nous devons vérifier respectivement la contrainte du béton et celle de l'acier de la manière suivante :

- **Vérification des contraintes**

Vérification des contraintes du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \\ \bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \eta \right] \end{array} \right.$$

Avec,

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y)$$

$$y = y_c + C$$

$\eta = 1.6$ pour les aciers HA

Calcul de y

$$e > \frac{h}{6} \Rightarrow 0.385 > 0.075 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$C = \frac{h}{2} - e_G = \frac{h}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.075 - 0.385 = -0.310 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0.065 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0.0085 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans l'équation (1), sa résolution donne : $y_c = 0.314 \text{ m} \Rightarrow$

$$\boxed{y = 0.162 \text{ m.}}$$

Donc :

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 0.0130 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2.6425 \times 10^{-3}}{0.0130} \times 0.162 = 0.0329 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0329 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 15 \frac{2.6425 \times 10^{-3}}{0.0130} (0.12 - 0.162)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0.128 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Le schéma de ferrailage est représenté dans la figure ci-dessous :

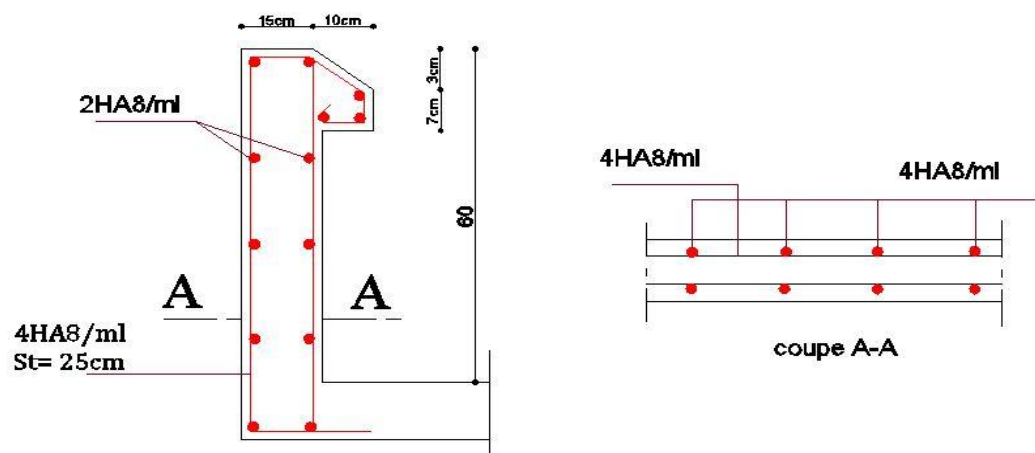


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).

3.4 Ferrailage de l'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations aux quelles il est soumis, pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

Notre structure comporte deux (02) types d'escaliers en béton armé dimensionnées précédemment dans le chapitre 2.

3.4.1 Escalier du rez-de-chaussée

On note que le schéma statique de l'escalier du RDC est représenté en 3 schémas différents.

Premier schéma [palier (P1') ; volée (V1') ; palier (P2')]

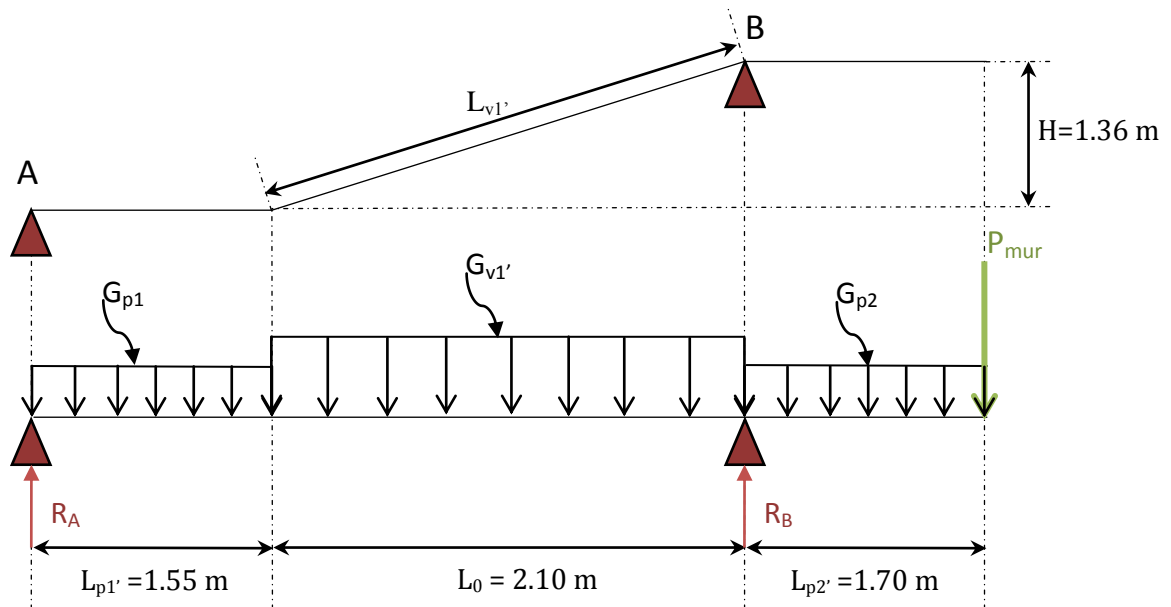


Figure 3.12. Schéma statique de l'escalier du RDC (partie 1).

Calcul des sollicitations

Charges et surcharges de l'escalier RDC

Les charges et surcharges de l'escalier ont été définis préalablement dans le chapitre 2 soit ;

$$\text{Volée} \begin{cases} G_{v1'} = G_{v2'} = 8.52 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{v1'} = Q_{v2'} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \text{Palier} \begin{cases} G_{p1'} = G_{p2'} = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{p1'} = Q_{p2'} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

[Voir tableau 2.16 (chapitre2) en page 63]

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier RDC

$$ELU \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_{v1'} + 1.5Q_v) \times 1 \text{ ml} = 15.25 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 \text{ ml} = 10.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_{sv} = (G_{v1'} + Q_v) \times 1 \text{ ml} = 11.02 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 \text{ ml} = 7.68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

– Estimation du chargement du mur

La charge du mur est estimée à 2.74 KN/m^2 ; [Voir tableau 2.14 (chapitre2) en page 55].

$$\begin{aligned} P_{mur} &= G \times h_{mur} \times 1 \text{ ml} \\ P_{mur} &= 2.74 \times 2 \times 1 \text{ ml} = 5.48 \text{ KN} \end{aligned}$$

| A l'ELU

Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 10.74 \times (1.7) - 15.25 \times (2.1) - 10.74 \times (1.55) - 5.48 = 0 \\ R_A + R_B = 72.41 \text{ KN} \rightarrow (1) \end{cases}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} -3.65 \times R_B + 5.48 \times 5.35 + 10.74 \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2}\right) + 15.25 \times (2.1) \times \left(\frac{2.1}{2} + 1.55\right) \\ + 10.74 \times 1.7 \times \left(\frac{1.7}{2} + 2.1 + 1.55\right) = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} R_B = 56.89 \text{ KN} \\ (1) \rightarrow R_A = 15.52 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments et efforts tranchants

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

| A l'ELU

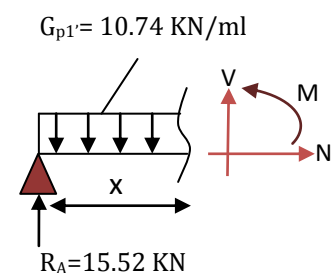
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow V = 10.74(x) - 15.52$$

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow M = 15.52(x) - 10.74\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

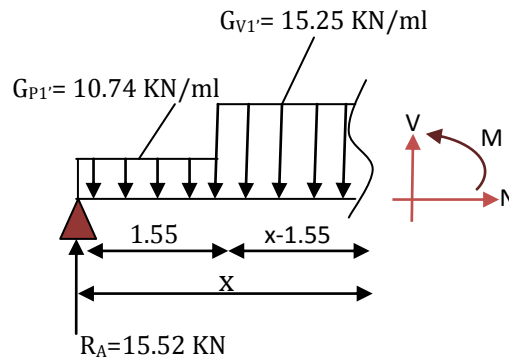
Nous aurons donc:

$$x = 0, \begin{cases} v(0) = -15.52 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$x = 1.55\text{m}, \begin{cases} v(1.55) = 1.127 \text{ KN} \\ M(1.55) = 11.155 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $1.55\text{m} \leq x \leq 3.65\text{m}$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V = 10.74(1.55) + 15.25(x - 1.55) - 15.52$$

$$\sum M_x = 0 \Rightarrow M = 15.52(x) - (10.74 \times 1.55)(x - 0.775) - 15.25 \times \frac{(x-1.55)^2}{2}$$

Nous aurons donc :

$$x = 1.55\text{m}, \begin{cases} v(1.55) = 1.127\text{KN} \\ M(1.55) = 11.155 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.65\text{m}, \begin{cases} v(3.65) = 33.152 \text{ KN} \\ M(3.65) = -24.838 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$

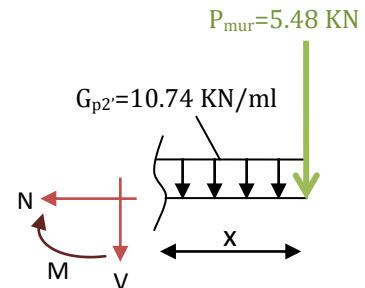
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V = -10.74(x) - 5.48$$

$$\sum M_x = 0 \Rightarrow M = -5.48(x) - 10.74\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

Nous aurons donc:

$$x = 0, \begin{cases} v(0) = -5.48\text{KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.70\text{m}, \begin{cases} v(1.70) = -23.738 \text{ KN} \\ M(1.70) = -24.835 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul du moment max

$$M_{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(15.52(x) - 10.74(\frac{x^2}{2}))}{dx} = 15.52 - 10.74(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.44\text{m} \rightarrow M(1.47) = 11.21 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Après analyse des résultats, on constate que le moment en appui est important par rapport à celui en travée, pour ce faire afin de respecter le critère économie nous allons calculer comme suit :

→ Pour le ferrailage en travée on prend le moment max en travée de 1.55 m, soit $M_{tu}^{max} = 11.21 \text{ KN.m}$

→ Pour le ferrailage aux appuis on prend le moment maximal trouvé au niveau de l'appui B calculé dans le deuxième tronçon, soit $M_{au}^{max} = 24.83 \text{ KN.m}$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_t^u = 0.85 \times M^{max} = 9.52 \text{ KN.m}$.

En appuis : $M_a^u = -0.5 \times M^{max} = -12.42 \text{ KN.m}$

| A l'ELS

Le calcul à l'ELS est similaire à celui au à l'ELU, en remplaçant seulement les charges et surcharges par celles à l'ELS.

On aura donc pour $\rightarrow \begin{cases} q_{sv} = (G_{v1} + Q_v) \times 1 \text{ ml} = 11.02 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 \text{ ml} = 7.68 \text{ KN/m} \end{cases}$

Les réactions d'appuis

$R_A = 10.44 \text{ KN}$;

$R_B = 43.14 \text{ KN}$.

Les moments et efforts tranchants

Tableau 3.69. calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier RDC à l'ELS.						
X(m)	$0 \leq x \leq 1.55$		$1.55 \leq x \leq 3.65$		$0 \leq x \leq 1.70$	
	0	1.55	1.55	3.65	1.70	0
$M(x) \rightarrow (\text{KN.m})$	0	6.956	6.956	-20.417	-20.413	0
$V(x) \rightarrow (\text{KN})$	-10.440	1.464	1.464	24.606	7.576	-5.480

Calcul du moment max

$M_{\max} = M(x)$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(10.44(x) - 7.68\left(\frac{x^2}{2}\right))}{dx} = 10.44 - 7.68(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = 7.10 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Telle que expliqué à l'ELU, on note :

$$M_{ts}^{max} = 7.100 \text{ KN.m} ; M_{as}^{max} = 20.417 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_t^u = 0.85 \times M^{max} = 6.03 \text{ KN.m.}$

En appui : $M_a^u = -0.5 \times M^{max} = -10.21 \text{ KN.m}$

Sollicitations maximales

Tableau 3.70. Sollicitations maximales dans l'escalier (RDC).

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	9.52	6.03
Moment en appui (KN.m)	-12.42	-10.21
Effort tranchant (KN)	33.152	24.606

Calcul du ferrailage

Calcul à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100×15) cm².

Tel que :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} ; \\ d = 12 \text{ cm} ; \\ e = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

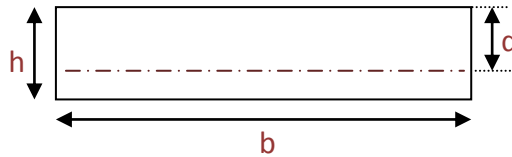


Figure 3.13. Coupe transversale de la section à ferrailier.

Le calcul du ferrailage de la volée (v1') du RDC est représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.71. Ferrailage de la volée (v1') du RDC.

μ_{bu}	α	z	$A_{calcul\ e}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Travée (St=20cm)						
0.055	0.070	0.119	2.28	5HA10=3.93	0.98	4HA8=2.01
Appuis (St=20cm)						
0.072	0.091	0.119	2.98	5HA10=3.93	0.98	4HA8=2.01
$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$						

Avec,

$$A_r = \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ (Armature de répartition sous charge répartie).}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{33.152 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.276 \text{ MPA} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à L'ELS

- Vérifications des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.72. Vérification des contraintes en travée et en appui.					
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	0.0321	0.456×10^{-4}	4.240	15	$4.24 < 15 \rightarrow$ vérifiée
Appuis	0.0321	0.456×10^{-4}	7.179		$7.17 < 15 \rightarrow$ vérifiée

- Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} 1) h_t \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20 M_{0s}}; \frac{3}{80}\right) \times l; \\ 2) A_{travée} \leq \frac{2.b.d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2; \\ 3) L < 8. \end{cases}$$

On aura donc,

$$(1) \rightarrow \frac{h}{l} \geq \max\left(0.0375; \frac{6.03}{20 \times 7.10}\right) \rightarrow \frac{0.15}{3.55} = 0.042 = 0.042 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée};$$

$$(2) \rightarrow A \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée};$$

$$(3) \rightarrow L = 3.55 \text{ m} < 8 \dots \text{condition vérifiée}.$$

Commentaire : les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Le ferrailage de la volée (V1') de l'escalier du RDC est représenté dans la figure ci-dessous :

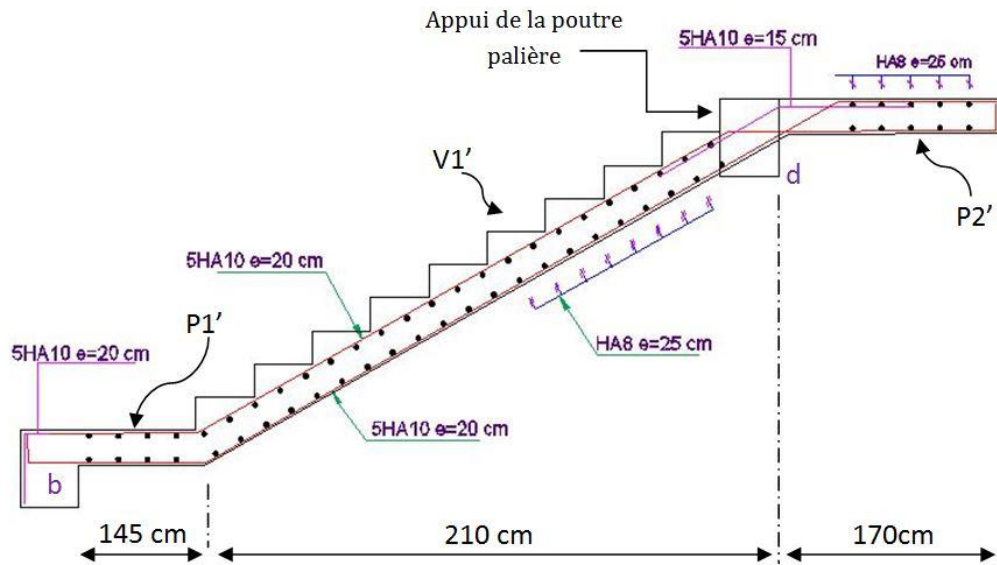


Figure 3.14. Schéma de ferrailage de la volée V1'.

Deuxième schéma [palier (P2) ; volée (V1)]

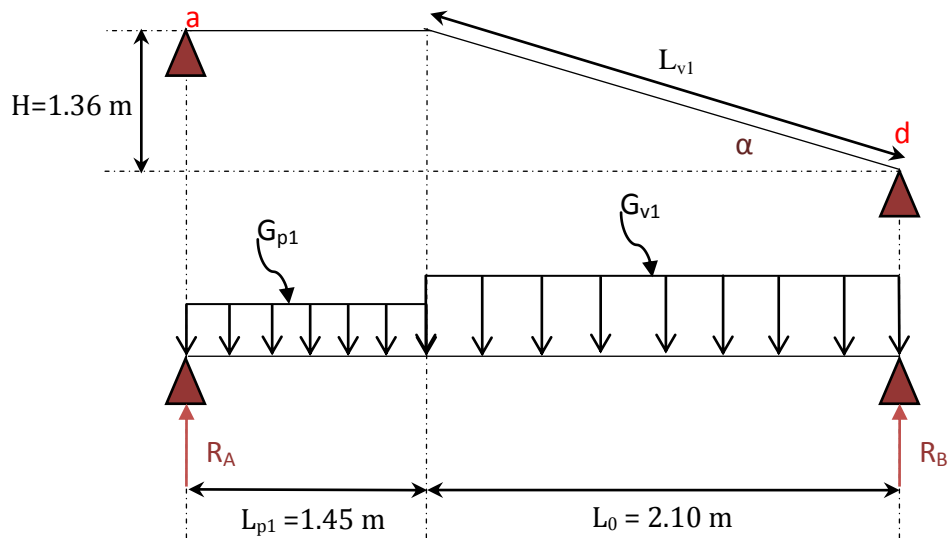


Figure 3.15. Schéma statique de l'escalier.

Calcul des sollicitations

Charges et surcharges de l'escalier RDC

Les charges et surcharges de l'escalier ont été définis préalablement dans le chapitre 2 soit ;

$$\text{Volée} \begin{cases} G_{v1} = 8.52 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{v1} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \text{Palier} \begin{cases} G_{p1} = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{p1} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

[Voir tableau 2.16 (chapitre2) en page 63].

Calcul du chargement qui revient à l'escalier RDC

$$ELU \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 \text{ ml} = 15.25 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 \text{ ml} = 10.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 \text{ ml} = 11.02 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 \text{ ml} = 7.68 \text{ KN/m} \end{cases}$$

| A l'ELU

Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 10.74 \times (1.45) - 15.25 \times (2.1) = 0 \\ R_A + R_B = 47.59 \text{ KN} \rightarrow (1) \end{cases}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} -3.55 \times R_B + 10.74 \times 1.45 \left(\frac{1.45}{2}\right) + 15.25 \times (2.1) \times \left(\frac{2.1}{2} + 1.45\right) = 0 \\ R_B = 25.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} R_B = 25.73 \text{ KN} \\ (1) \rightarrow R_A = 21.86 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments et efforts tranchants

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

| A l'ELU

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

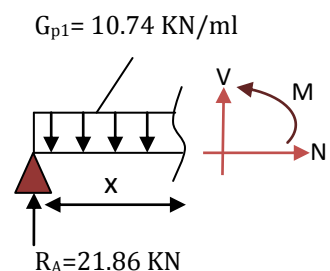
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow V = 10.74(x) - 21.86$$

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow M = 21.86(x) - 10.74\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

Nous aurons donc:

$$x = 0, \begin{cases} v(0) = -21.86 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1.45\text{m}, \begin{cases} v(1.45) = -6.29 \text{ KN} \\ M(1.45) = 20.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$

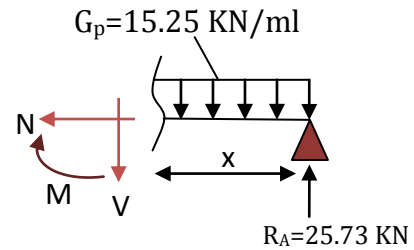
$$\Sigma \mathbf{F}/\mathbf{y} = 0 \Rightarrow V = 25.73 - 15.25(x)$$

$$\Sigma \mathbf{M}/\mathbf{x} = 0 \Rightarrow M = 25.73(x) - 15.25\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

Nous aurons donc:

$$x = 0, \begin{cases} v(0) = 25.73 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 2.10 \text{ m}, \begin{cases} v(2.10) = -6.29 \text{ KN} \\ M(2.10) = 20.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul du moment max

$$M_{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(21.86(x) - 10.74(\frac{x^2}{2}))}{dx} = 21.86 - 10.74(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.03 \text{ m} \rightarrow \boxed{M_{\max} = 22.25 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_t^u = 0.85 \times M^{\max} = 18.90 \text{ KN.m}$.

En appuis : $M_a^u = -0.5 \times M^{\max} = -11.12 \text{ KN.m}$

| **A l'ELS**

Le calcul à l'ELS est similaire à celui au à l'ELU, en remplaçant seulement les charges et surcharges par celles à l'ELS.

On aura donc pour $\rightarrow \begin{cases} q_{sv} = (G_{v1} + Q_v) \times 1 \text{ ml} = 11.02 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 \text{ ml} = 7.68 \text{ KN/m} \end{cases}$

Les réactions d'appuis

$$R_A = 15.71 \text{ KN} ;$$

$$R_B = 18.57 \text{ KN}.$$

Les moments et efforts tranchants

Tableau 3.73. calcul de la variation des efforts tranchants et moments fléchissant de l'escalier RDC à l'ELS.

X(m)	$0 \leq x \leq 1.45$		$0 \leq x \leq 2.1$	
	0	1.45	2.1	0
$M(x) \rightarrow (\text{KN.m})$	0	14.71	14.71	0
$V(x) \rightarrow (\text{KN})$	-15.71	-4.57	-4.57	18.57

Calcul du moment max

$$M_{\max} = M(x)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow \frac{d(15.71(x) - 7.68\left(\frac{x^2}{2}\right))}{dx} = 15.71 - 7.68(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.04\text{m} \rightarrow \boxed{M_{\max} = 16.06 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_t^u = 0.85 \times M^{\max} = 13.65 \text{ KN.m.}$

En appuis : $M_a^u = -0.5 \times M^{\max} = -8.03 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage

Sollicitations maximales

Tableau 3.74. Sollicitations maximales dans l'escalier (RDC).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	18.90	13.65
Moment en appui (KN.m)	-11.12	-8.03
Effort tranchant (KN)	25.73	18.57

Calcul à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100×15) cm².

Tel que :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} ; \\ d = 12 \text{ cm} ; \\ e = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

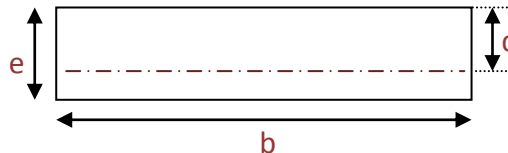


Figure 3.16. Coupe transversale de la section à ferrailer.

Le calcul du ferrailage de la volée (v1') du RDC est représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.75. Ferrailage de la volée (v1) du RDC.						
μ_{bu}	α	z	$A_{calcul\ \grave{e}e}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Travée (St=20cm)						
0.092	0.121	0.114	4.75	5HA12=5.65	1.41	4HA8=2.01
Appuis (St=20cm)						
0.054	0.069	0.116	2.73	5HA10=3.93	0.98	4HA8=2.01
$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$						

Avec,

$$\text{Aux appuis } A_r = \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98$$

$$\text{En travée } A_r = \frac{A_t^x}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications nécessaires

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{25.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.214 \text{ MPA} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à L'ELS

- Vérifications des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.76. Vérification des contraintes en travée et en appui.					
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	0.0374	0.752×10^{-4}	8.27	15	$8.27 < 15 \rightarrow$ vérifiée
Appuis	0.0321	0.456×10^{-4}	5.64		$5.64 < 15 \rightarrow$ vérifiée

- Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} 1) h_t \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20 M_{0s}}; \frac{3}{80}\right) \times l; \\ 2) A_{travée} \leq \frac{2.b.d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2; \\ 3) L < 8. \end{cases}$$

On aura donc,

$$(1) \rightarrow \frac{h}{l} \geq \max\left(0.0375; \frac{16.65}{20 \times 16.06}\right) \rightarrow \frac{0.15}{3.55} = 0.042 < 0.052m \dots \text{condition non vérifiée};$$

$$(2) \rightarrow A \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée};$$

$$(3) \rightarrow L = 3.55m < 8 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

Commentaire : Étant donné que la condition (1) n'est pas satisfaite ; il faut donc procéder à la vérification de la flèche.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{\text{admissible}} = \begin{cases} \frac{l}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5\text{m} \\ \frac{0.5 \text{ cm} + l}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5\text{m} \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{\text{admissible}} \end{cases}$$

Le calcul des charges est donné sur le tableau suivant :

Tableau 3.77. Charges revenant à l'escalier.		
Désignations	Volée	Palier
q_j (KN/ml)	6.34	3.75
q_g (KN/ml)	8.52	5.18
q_p (KN/ml)	11.02	7.68

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.78. Vérification de la flèche.					
M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf	f_{adm}	observation
7.33	11.43	13.14	6.74	7.1	Vérifiée

Schéma de ferrailage

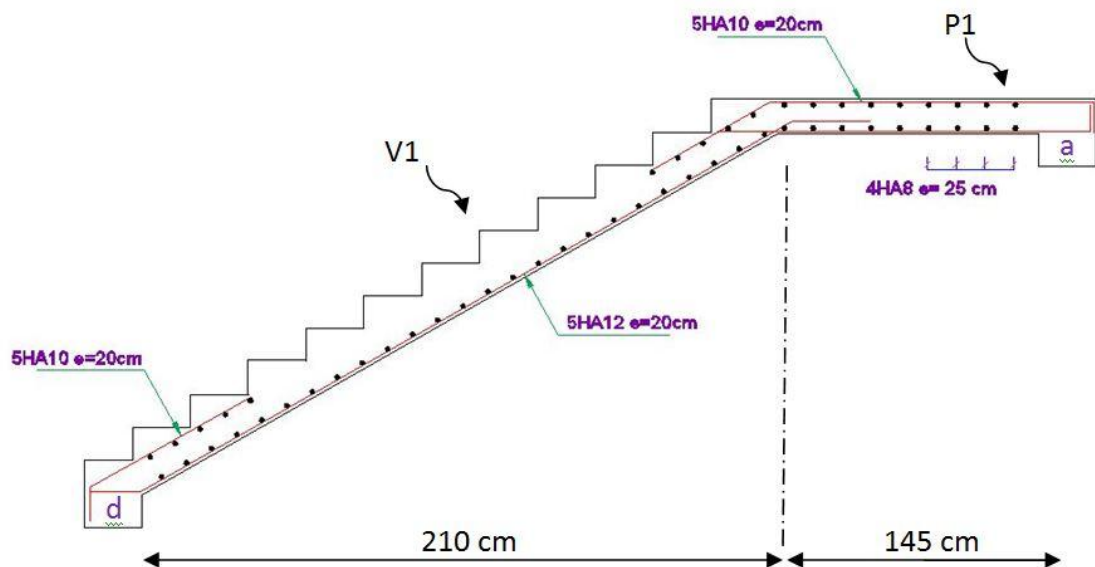


Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la volée V1.

Troisième schéma [volée (V2)]

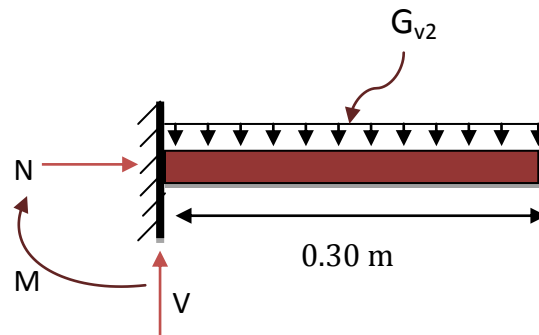


Figure 3.18. Schéma statique de la volée V2.

Calcul des sollicitations

Charges et surcharges de la volée 2

$$\text{volée} \begin{cases} G_{v2} = 9.81 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad [\text{Voir tableau 2.16 (chapitre 2) en page 63}].$$

Calcul du chargement qui revient à l'escalier RDC

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow q_{uv} = (1.35G_{v2} + 1.5Q_v) \times 1 = 16.99 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} \rightarrow q_{sv} = (1.35G_{v2} + 1.5Q_v) \times 1 = 12.31 \text{ KN/m} \end{cases}$$

| A l'ELU

Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A - 16.99 \times (0.30) = 0 \\ R_A = 5.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M + 16.99 \times \frac{0.3^2}{2} \\ M = -0.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{En travée} : M_t^u = 0.85 \times M^{max} = 0.64 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appuis} : M_a^u = -0.5 \times M^{max} = -0.42 \text{ KN.m}$$

| A l'ELS

$$\begin{cases} R_A = 3.69 \text{ KN} \\ M = -0.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

En travée : $M_t^s = 0.85 \times M^{max} = 0.46 \text{ KN.m}$.

En appuis : $M_a^s = -0.5 \times M^{max} = -0.27 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage de la volée (v2) du RDC est représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.79. Ferrailage de la volée (v2) du RDC.						
μ_{bu}	α	z	$A_{calcul\ \text{èe}}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Travée						
0.031	0.391	0.119	0.15	2HA12=2.26	0.56	2HA8=1.01
Appuis						
0.020	0.025	0.119	0.10	2HA12=2.26	0.56	2HA8=1.01
$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$						

Avec,

$$A_r = \frac{A_t^x}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Commentaire : le ferrailage de la volée V2 est fait avec la section minimale $A_{min}=1.54 \text{ cm}^2$, avec un choix d'un diamètre des barre de 12 mm, cela nous permettra de prolonger les barres du palier P1. Ainsi faciliter l'exécution sur chantier.

Vérifications nécessaires

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{5.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.042 \text{ MPA} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à L'ELS

- Vérifications des contraintes à l'ELS

Le calcul et les vérifications sont résumés comme suit :

Tableau 3.80. Vérification des contraintes en travée et en appui.					
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	0.0253	0.357×10^{-4}	3.25	15	$3.25 < 15 \rightarrow$ vérifiée
Appuis	0.0253	0.357×10^{-4}	1.90		$1.90 < 15 \rightarrow$ vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} 1) h_t \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20 M_{0s}}; \frac{3}{80}\right) \times l; \\ 2) A_{travée} \leq \frac{2.b.d}{f_e} = 1.62 \text{ cm}^2; \\ 3) L < 8. \end{cases}$$

On aura donc,

$$(1) \rightarrow \frac{h}{l} \geq \max\left(0.0375; \frac{0.46}{20 \times 0.55}\right) \rightarrow \frac{0.15}{0.3} = 0.5 > 0.041 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée};$$

$$(2) \rightarrow A \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée};$$

$$(3) \rightarrow L = 0.3 \text{ m} < 8 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

\Rightarrow il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

3.4.2 Escalier de l'étage courant

L'escalier de l'étage courant est constitué de deux volées V1 et V1 et et deux paliers P1 et P2, ces derniers sont identiques a ceux du rez de chaussée (RDC).

De ce fait le ferrailage de l'escalier étage courant est similaire à celui du RDC.

3.4.3 Etude de la poutre palière :

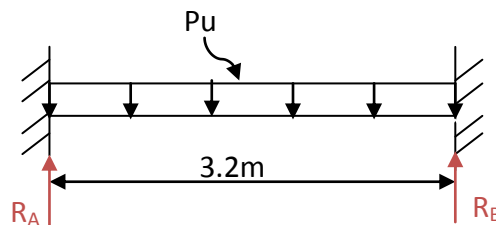


Figure 3.19. Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement

Selon l'énoncé de l' (Article 7.5.1) [7]

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

On prend : $h=40\text{cm}$, $b=30\text{cm}$.

Calcul à la flexion simple

Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutre G_0
- la réaction de la volée (V1') au niveau de l'appui B

$$\Rightarrow G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU} \rightarrow R_B = 56.89 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_B = 43.14 \text{ KN}$$

A l'ELU

$$p_u = 1.35 G_0 + R_B$$

$$p_u = 59.92 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{59.92 \times 3.2^2}{24} = 25.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{p_u \times l^2}{12} = -51.13 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 95.87 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$p_s = G_0 + R_B$$

$$p_s = 45.39 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_t = \frac{p_s \times l^2}{24} = \frac{45.39 \times 3.2^2}{24} = 19.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{p_s \times l^2}{12} = -38.73 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.81. calcul des sollicitations dans la poutre palière.

Sollicitation	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	25.56	19.36
Moment en appuis (KN.m)	-51.13	-38.73
Effort tranchant (KN)	95.87	

Ferraillage

On a : $b=30 \text{ cm}$; $h=40 \text{ cm}$

Tableau 3.82. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	25.56	0.041	0.053	0.371	1.97	6
Appuis	51.13	0.083	0.108	0.363	4.04	6

Les vérifications nécessaires

- Vérification de la section minimale exigée par le RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = A^t + A^a = 1.97 + 4.04 = 6.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 95.87 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.840 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.840 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de l'espacement

D'après l' (Article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3) [6]

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}.$$

On prend $S_t=15 \text{ cm}$.

Calcul des armatures transversales

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{ct28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.287 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion

Calcul du moment à la torsion

Le moment est donné par l'expression suivante :

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_B \times l}{2}$$

Avec,

M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU :

$$M_{torsion}^{max} = \frac{-24.83 \times 3.2}{2} = -39.73 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armature longitudinale

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 ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

Donc :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec,

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que, $\Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$

U : Périmètre de la section de la poutre palière, $U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$:

e : épaisseur de la paroi avec, $e = \frac{\emptyset}{6}$

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

A_l : section d'acier.

$$\Rightarrow A_l = \frac{25.56 \times 10^{-3} \times 1.40 \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 400} = 5.88 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$\text{Soit : } A_l^{tor} = \frac{39.73 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 0.978 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{39.73 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0.05} = 4.54 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$$

Avec,

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.840^2 + 4.54^2} = 2,68 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage finale

En travée :

$$A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.97 + \frac{5.88}{2} = 4.91 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : $A^t = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$.

En appuis :

$$A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.04 + \frac{5.88}{2} = 6.98 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : $A^a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures est donné comme suit,

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

Le ferraillage à la flexion simple est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.83. ferraillage globale de la poutre palière.	
Flexion simple	Torsion
$A_t^{min} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$ $A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28}) St / 0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.287 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.4 \times e \times St / f_e = 0.075 \text{ cm}^2$ $A_t = M_{Tor} \times U \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 0.978 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_t = 0.287 + 0.978 = 1.26 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires à l'ELU

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(95.87 \times 10^{-3} + \frac{25.56 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$\Rightarrow 5.88 > 4.90 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

- **Etat limite de compression de béton**

En travée :

$$M_t = 19.36 \text{ KN.m ;}$$

$$y = 11.25 \text{ cm ; } I = 64792.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$M_a = -38.73 \text{ KN.m ;}$$

$$Y = 12.24 \text{ cm ; } I = 75826.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.25 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{o \text{ ser}}}, \frac{1}{16} \right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{4}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.40}{3.2} = 0.125 \geq 0.085 \\ \frac{5.75}{30 \times 38} = 0.0050 < 0.01 \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées.

Le schéma de ferrailage de la poutre palière est représenté comme suit :

Schéma de ferrailage

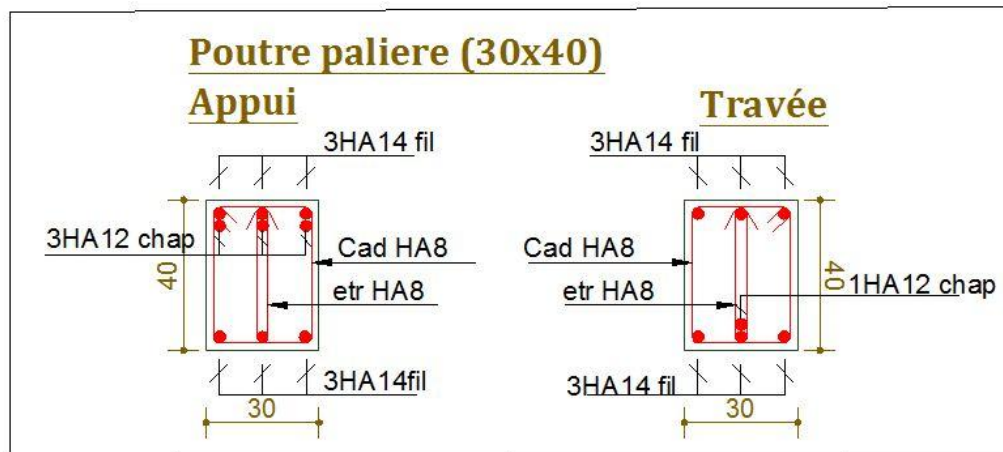


Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.4.4 Calcul de la poutre brisée :

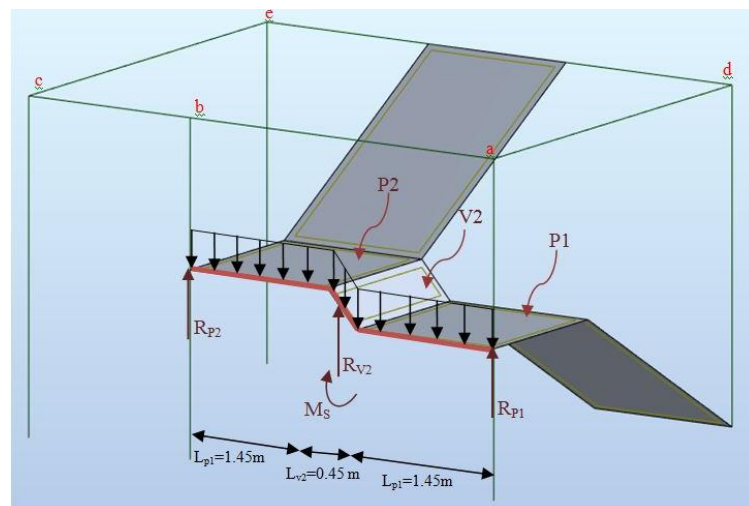


Figure 3.21. Représentation du chargement revenant à la poutre brisée.

La poutre brisée étant préalablement dimensionnée dans le chapitre 2, nous avons les dimensions suivantes : $P_{\text{brisée}} (30 \times 35) \text{ cm}^2$,

Nous allons de ce fait déterminer les charges revenant à celle-ci

Charges revenant à la poutre brisée

La poutre est soumise à son poids propre G_0 :

$$G_0^{\text{horizontal}} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$G_0^{\text{incliné}} = 25 \times 0.35 \times 0.30 / \cos(48.58) = 3.96 \text{ KN/ml}$$

On constate que : $G_0^{\text{horizontal}} \approx G_0^{\text{incliné}}$; pour cela on considérera uniquement le cas le plus défavorable dans les calculs, c'est-à-dire :

$$G_0 = G_0^{\text{incliné}} = 3.96 \text{ KN/ml.}$$

De plus, elle est soumise aux charges transmises par la volée (v2) et le palier (P1, P2) de l'escalier, tel que $R_{p1} = R_{p2}$ comme indiqué dans la figure ci dessous :

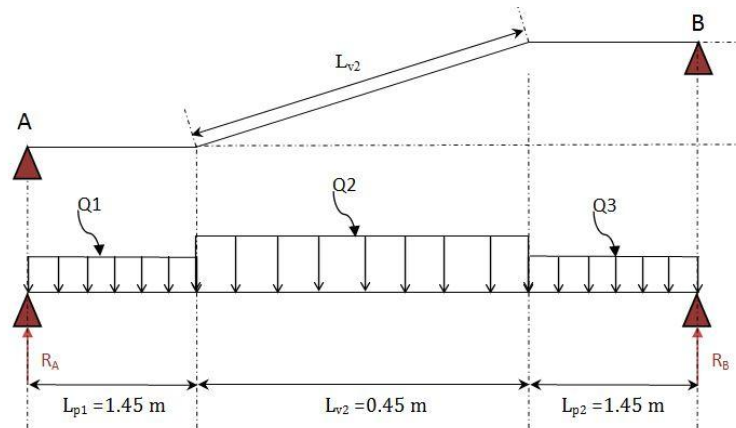


Figure 3.22. Schéma statique de la poutre brisée.

→ Réaction engendrée par la volée V2

$$R_{v2}^U = 5.09 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} (\text{ELU}) , R_{v2}^S = 3.69 \frac{\text{KN}}{\text{m}} (\text{ELS})$$

→ Réaction engendrée par le palier

$$R_{p1}^U = R_{p2}^U = 21.86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} (\text{ELU}) , R_{p1}^S = R_{p2}^S = 15.71 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} (\text{ELS})$$

Après combinaison, on obtient les charges suivantes :

ELU

$$Q1 = 1.35 (G_0) + R_{p1}^U = 26.84 \text{ KN/ml ;}$$

$$Q2 = 1.35 (G_0) + R_{v2}^U = 10.43 \text{ KN/ml ;}$$

$$Q3 = 1.35 (G_0) + R_{p2}^U = 26.84 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$Q1 = G_0 + R_{p1}^S = 19.67 \text{ KN/ml;}$$

$$Q2 = G_0 + R_{v2}^S = 7.65 \text{ KN/ml;}$$

$$Q3 = G_0 + R_{p2}^S = 19.67 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations à la flexion

Après calcul RDM, nous avons obtenu les résultats suivants :

ELU

$$M_{travée}^{\max} = 26.95 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{appuis}^{\max} = -15.67 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{\max} = -41.26 \text{ KN}$$

ELS

$$M_{travée}^{\max} = 19.75 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{appuis}^{\max} = -11.62 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

On a : $b=30 \text{ cm}$; $h=35 \text{ cm}$

Tableau 3.84. Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.						
	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$
En travée	26.95	0.058	0.074	0.320	2.42	5.25
En appuis	15.67	0.033	0.042	0.324	2.27	5.25

Vérifications nécessaires

- Exigence du RPA :

$$A_{min} = 0.5\%b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A^t + A^a = 2.42 + 2.27 = 4.69 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 41.26 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.416 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Calcul des sollicitations a la torsion

La poutre est soumise a un effort de torsion maximal définit par :

$$M_{Tor} = \frac{M_s \times l}{2}$$

Avec,

Tel que : M_s = moment engendré par la volée (v_2) = $M^{encastrement} = -0.76 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow M_{Tor} = \frac{0.76 \times 3.35}{2} = 1.273 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.267 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.287 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature longitudinale

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.

Donc :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec,

$$\Omega: \text{ Air du contour tracé à mi-hauteur tel que, } \Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0750 \text{ m}^2$$

U : Périmètre de la section de la poutre palière,

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.1 \text{ m}^2$$

e : épaisseur de la paroi avec, $e = \frac{\phi}{6}$

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

A_l : section d'acier.

$$\rightarrow A_l = \frac{1.273 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$\rightarrow A_l = 5.68 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\text{Soit : } A_t^{tor} = \frac{1.273 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 0.036 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{1.273 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5} = 0.169 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.416^2 + 0.169^2} = 0.449 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage finale

En travée :

$$A^t = A^{flexion} + \frac{A_{torsion}^t}{2} \Rightarrow A^t = 2.42 + \frac{5.68}{2} = 5.26 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : $A^t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

En appuis :

$$A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.27 + \frac{5.68}{2} = 5.11 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : $A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures transversales

Le calcul des armatures est donné comme suit,

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

Le ferraillage à la flexion simple est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.85. ferraillage globale de la poutre brisée.	
Flexion simple	Torsion
$A_t^{min} \geq 0.4 \times b \times St/f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$ $A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})St/0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.267 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.4 \times e \times St/f_e = 0.075 \text{ cm}^2$ $A_t = M_{Tor} \times U \times \gamma_s/2\Omega \times f_e = 0.036 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_t = 0.45 + 0.7 = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(41.26 \times 10^{-3} + \frac{26.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$\Rightarrow 5.68 > 3.75 \text{ cm}^2$$

La section d'armature totale sera calculée en **(flexion simple + torsion)**; les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.86. sections d'armatures de calcul en flexion simple et en torsion de la poutre brisée.							
	Flexion simple		Torsion	Flexion simple+ Torsion			
	Travée	Appuis					
Moments(KN.m)	26.95	15.67	1.273	$A_{Travée}^{calculée}$ (cm ²)	$A_{appuis}^{calculée}$ (cm ²)	$A_{Travée}^{choisie}$ (cm ²)	$A_{appuis}^{choisie}$ (cm ²)
Armatures longitudinales (cm ²)	2.42	2.27	5.68	$2.42+\frac{5.68}{2}$ =5.21	$2.27+\frac{5.68}{2}$ =5.11	5HA12 =5.65	5HA12 =5.65
Armatures transversales (cm ²)	0.45		0.7	0.45+0.7 =1.15		4ø8=2.01cm ² (cadre ø8+1 étrier ø8) St=20cm	
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.416		0.169	$\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ $\tau_u = 0.449 < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$			

Vérification a l'ELS

- Etat limite de compression de béton :

En travée : $M_t = 19.75 \text{ KN.m}$;

$Y = 11.15 \text{ cm}$; $I = 54681.58 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En appuis : $M_a = -11.62 \text{ KN.m}$;

$y = 11.11 \text{ cm}$; $I = 54323.14 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.37 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{o \text{ ser}}}, \frac{1}{16} \right) \\ At = \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.35} = 0.104 \geq 0.085 \\ 5.65 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

Le schéma de ferrailage de la poutre brisée est représenté comme suit :

Schéma de ferrailage

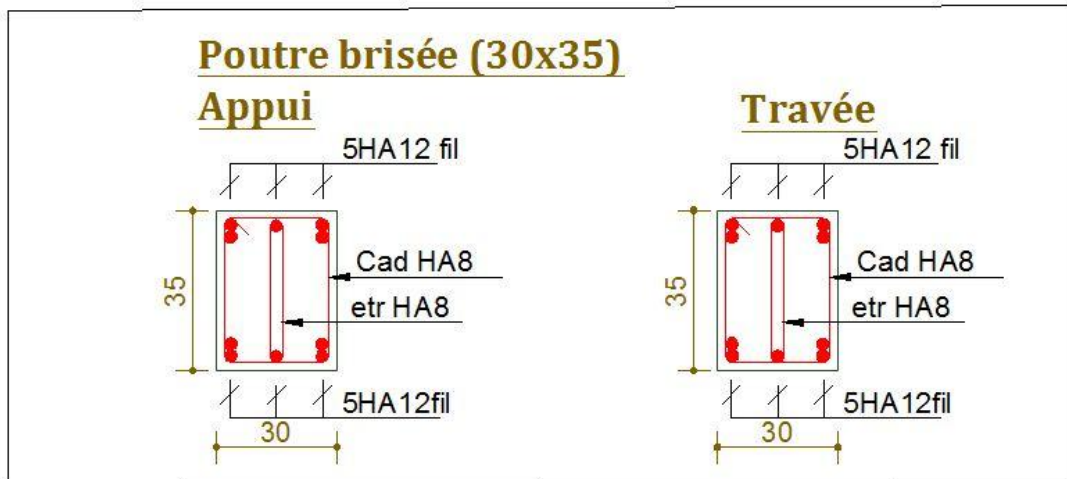


Figure 3.23. schéma de ferrailage de la poutre brisée.

3.5 Calcul des chainages

3.5.1 Définition

Les chainages sont des poutres horizontales en béton armée qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher ainsi que les poutres qui servent de porte à faux.

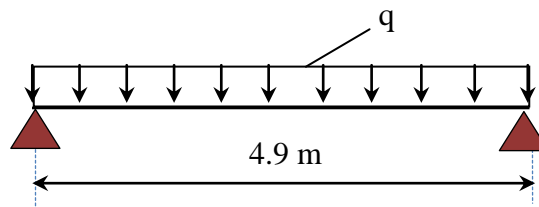


Figure 3.24. Schéma statique de la poutre de chaînage

3.5.2 Dimensionnement

D'après l' (ARTICLE 9.3.3) du RPA99, le dimensionnement minimale de la poutre de chaînage doit être supérieur ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté, soit :

- $h \geq 15 \text{ cm}$
- $b \geq (2/3) \times e$; avec (e : épaisseur du mur).
- Espacement des deux barres d'une nappe horizontale ne doit pas dépasser 20cm.

- le minimum d'armatures longitudinales des chainages horizontaux est de quatre barres HA10.

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, nous opterons pour section (b×h) tel que :}$$

$$b = 20 \text{ cm, } h = 30.$$

3.5.3 Ferrailage de la poutre

Calcul des sollicitations

La poutre de chainage que nous allons étudier est soumise aux chargements suivants :

$$\text{Poids propre : } G_{poutre} = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } G_{mur} = 2.74 \times 2.66 = 7.29 \text{ KN/m}$$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chainage est :

$$p_u = 1.35 \times (1.5 + 7.29) = 11.87 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (1.5 + 7.29) = 8.79 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

ELU

$$M_0 = p_u \times \frac{l^2}{8} = 11.87 \times \left(\frac{4.9^2}{8}\right)$$

$$M_0 = 35.61 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t^u = 0.85 \times M_0 = 30.27 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^u = -0.5 \times M_0 = -17.81 \text{ KN.m}$$

$$G = (1.5 + 7.29) = 8.79 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$M_0 = p_s \times \frac{l^2}{8} = 8.79 \times \left(\frac{4.9^2}{8}\right)$$

$$M_0 = 26.38 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t^u = 0.85 \times M_0 = 22.42 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a^u = -0.5 \times M_0 = -13.19 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.87. Résumé des résultats du ferraillage de la poutre de chainage							
	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	30.27	0.135	0.183	0.257	3.35	3	4HA12 =4.52
En appuis	-17.81	0.079	0.104	0.268	1.90	3	3HA10 = 2.36

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 29.08 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,519 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Calcul des armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{ct28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.287 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

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

Tableau 3.88. Vérifications des contraintes dans le béton pour la poutre de chainage.				
Désignation	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	0.108	2.84×10^{-4}	11.51	15
Appuis intermédiaires	0.083	1.75×10^{-4}	8.45	

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{o \text{ ser}}}, \frac{1}{16} \right) \\ A_t = \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3}{4.9} = 0.061 \geq 0.084 \\ 4.52 \text{ cm}^2 < 5.88 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Nous constatons que les deux conditions sont vérifiées ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage

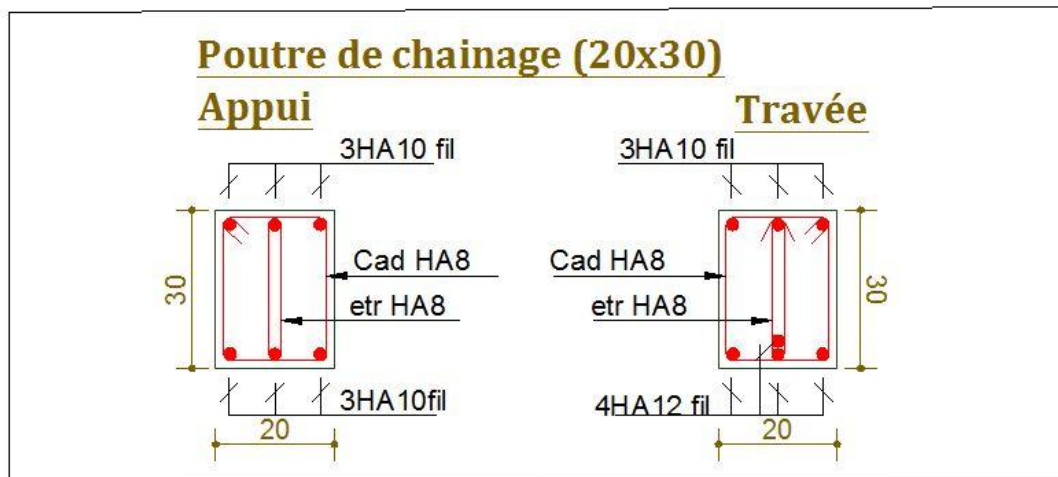


Figure 3.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

3.6 Etude des planchers a dalle pleine

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

Nous appellerons panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

3.6.1 Calcul des dalles pleines

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension, notée ρ tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad [11]$$

Avec,

l_x : la plus petite dimension du panneau (entre nus d'appui).

l_y : la plus grande dimension du panneau (entre nus d'appui).

Nous notons également,

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Calcul des dalles D1, D2, D3 et D4

Ce sont des dalles sur 3 appuis, de 12 cm d'épaisseur qui se situent au niveau des planchers d'étages 2 à 9.

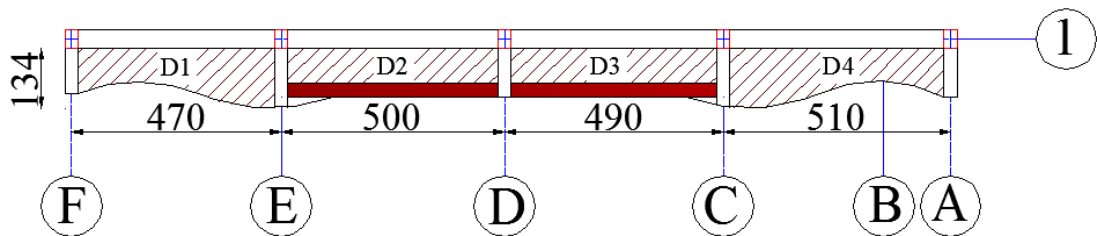


Figure 3.26. représentation des panneaux de dalle D1, D2, D3 et D4.

Tableau 3.89. Dimensions et ρ des panneaux D1, D2, D3 et D4.				
	D1	D2	D3	D4
$l_x(m)$	1.34	1.34	1.34	1.34
$l_y(m)$	4.40	4.70	4.60	4.80
$\rho = l_x/l_y$	0.31	0.29	0.29	0.28
$\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ les dalles travaillent selon un seul sens (console).				

Remarque :

- le ferrailage de ces panneaux de dalles se fera de la même manière que la dalle la plus sollicitée qui est D2, comme cette dernière est composée de deux parties différentes, une qui est constitué d'un balcon et l'autre partie constitué d'une dalle d'un séjour, alors l'estimation de la charge se fera selon le cas le plus défavorable qui est le Balcon.
- Nous avons prévu des poutres de chaînage au niveau des dalles pour reprendre le poids des murs, pour ce faire nous n'avons pas besoin d'inclure le poids de ce dernier car comme la règle le dit : les chaînages reprennent le poids des murs pour soulager la dalle (poids du mur > poutre de chaînage > poutres > poteaux).

On notera :

Calcul des sollicitations

Nous avons une dalle sur un seul appui (console) qui est subit aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

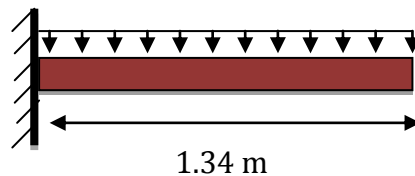


Figure 3.27. Schéma statique du panneau de dalle D2.

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles en console se fait comme suit (Calcul de RDM)

$$\text{tel que : } M_0^x = \frac{q \times l_x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_0^x = 10.08 \text{ kn. m} \\ \text{ELS : } M_0^x = 7.12 \text{ kn. m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 11.23 \times 1.3 \Rightarrow V_u = 14.59 \text{ KN}$$

Tableau 3.90. Estimation des moments dans le panneau D5.		
moment en travée		Effort tranchant v
(KN.m)		(KN)
ELU	ELS	14.59
10.08	7.12	

Calcul des dalles D5 et D6

Ce sont des dalles sur 3 appuis, de 12 cm d'épaisseur qui se situent au niveau des planchers d'étages 2 à 9.

Remarque :

Pour les mêmes hypothèses que les dalles calculées ci-dessous, le ferrailage ce fera de la même manière que la dalle D5.

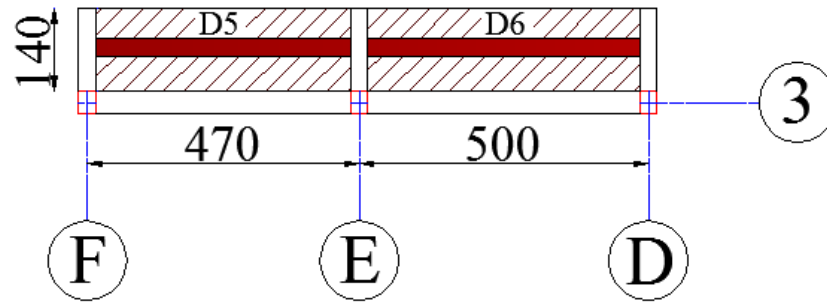


Figure 3.28. représentation des panneaux de dalle D5 et D6.

Tableau 3.91. Dimensions et ρ des panneaux D5 et D6.

	D5	D6
L_x (m)	1.40	1.40
L_y (m)	4.40	4.70
$\rho = l_x/l_y$	0.32	0.30
$\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ les dalles travaillent selon un seul sens (console)		

Calcul des sollicitations

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

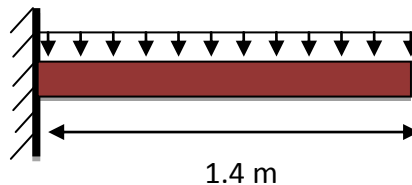


Figure 3.29. Schéma statique du panneau de dalle D5.

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles en console se fait comme suit (Calcul de RDM)

$$\text{Tel que : } M_0^x = \frac{q \times l_x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_0^x = 11.01 \text{ kn.m} \\ \text{ELS : } M_0^x = 7.77 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tableau 3.92. Estimation des moments dans le panneau D5.		
moment en travée		Effort tranchant v
(KN.m)		(KN)
ELU	ELS	15.41
11.01	7.77	

Calcul du ferrailage

Nous avons deux types de dalles travaillant selon un seul sens (en console), comme $l_x=1.34$ (type1) et $l_x=1.40$ (type 2) se rapprochent, nous avons opté pour un même dimensionnement en prenant le cas le plus défavorable qui est $l_x=1.40$, par conséquent les dalles (D1, D2, D3, D4, D5, D6 et D7) seront ferrillées selon les sollicitations données pour la console de longueur 1.40 m à la flexion simple.

Nous aurons :

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_s}$$

Avec,

M_t = le moment appliqué à la section à ELU (MN)

f_s = contrainte limite du béton = 348 MPa

Z = bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression (béton + acier comprimé) et la résultante des efforts de traction (acier tendu).

A = section d'acier tendu (armature tendu).

Suivant le formulaire de calcul d'une section rectangulaire sollicitée à la flexion simple [9], nous aurons :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09 \times 14.2} = 0.00861 < \mu_\ell = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

→ (section simplement armée)

Avec , $\begin{cases} \mu_{bu} : \text{le moment réduit ultime.} \\ \mu_\ell : \text{le moment réduit limite (élastique).} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0108$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.089 \text{ m (bras de levier)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_s} = \frac{11.01 \times 10^{-3}}{0.085 \times 348} = 3.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les vérifications

A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} = 1,09 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_t = \frac{3.93 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

→ condition vérifiée

- Armatures de répartition

Comme la dalle travaille suivant un seul sens, qui est le sens le plus défavorable, il n'y a pas lieu de calculer le ferrailage, cependant nous devons mettre des armatures de répartition comme suit :

$$\text{dalle soumise à des charges réparties seulement} \Rightarrow A_t^y = \frac{A_t^x}{4}$$

$$\Rightarrow A_t^y = \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\Rightarrow \text{on optera pour } A_t^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Tableau 3.93. Calcul du ferrailage du panneau D5.								
sens		M	μ_{bu}	α	Z	A calculée	Amin	A adopté
		(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml
En travée								
Travée	X-X	11.01	0.0086	0.0108	0.089	3.53	1.09	5HA10 =3.93
Travée	Y-Y	3HA8 =1.51						

- Les espacements

Les exigences suivantes sur les espacements doivent être satisfaites [11]

$$\begin{cases} St_x \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \dots\dots \text{FPN} \\ St_y \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \dots\dots \text{FPN} \\ St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} ; \dots\dots \text{FN} \\ St \leq \min(1.5e, 20\text{cm}) = 20\text{cm} ; \dots\dots \text{FTN} \end{cases}$$

$$St_x = \frac{100}{\text{nombre de barres choisi}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$St_y = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

Nous avons une FPN, donc

$$St_x = 20\text{cm} \leq \min(36, 33\text{cm}) = 33\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$St_y = 33\text{cm} \leq \min(48, 45\text{cm}) = 45\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec,

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Nous aurons :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{15.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.171 \text{ MPa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS

- Vérification des contraintes à l'ELS

La dalle se trouve à l'extérieur (FN), on doit alors vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_b ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_s avec :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

Avec,

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times 3 f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton)}$$

$$\bar{\sigma}_s = (\text{contrainte admissible de l'acier cas FS})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) 201.64 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ acier HA} \\ M_{ser} = \text{Moment max à l'ELS} \\ y = \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

I = moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

Nous aurons,

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s y - 15A_s d \Rightarrow 50y^2 + 58.95y - 530.55 = 0$$

$$\Rightarrow Y = 2.720 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times 2.720^3 + 15 \times 3.93(9 - 2.720)^2$$

$$\Rightarrow I = 2330.96 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\gg \sigma_b = \frac{M_s}{I} y = \frac{7.77 \times 10^{-3}}{2330.96 \times 10^{-8}} \times 0.0272 = 9.066 \text{ MPa}$$

$$9.066 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\gg \sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)^2 = 15 \frac{7.77 \times 10^{-3}}{2330.96 \times 10^{-8}} (0.09 - 0.0272) = 314.005 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 314.005 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{non Verifiée}$$

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 4.75 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0.28$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.77 \times 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0.28}{3}\right) 201,63} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Vérification de la limite de déformation

La dalle de comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots (1) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots (2) \\ l \geq 8m \end{array} \right.$$

AN :

$$(1) \rightarrow e = 12 \text{ cm} \geq \max \left(0.0375; \frac{11.01}{20 \times 11.01} \right) \times 1.40 = 7 \text{ cm}$$

$$(2) \rightarrow A_t^x = 5.6510^{-3} m^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.09}{400} = 0.45 \cdot 10^{-3} m^2.$$

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

Calcul de la dalle D7

C'est une dalle sur 3 appuis, de 12 cm d'épaisseur qui se situent au niveau des planchers d'étages 2 à 9.

Ce panneau de dalle est composée de deux parties différentes, une qui est constitué d'un balcon et l'autre partie constitué d'une dalle d'un séchoir, alors l'estimation de la charge ce fera selon le cas le plus défavorable qui est le Balcon.

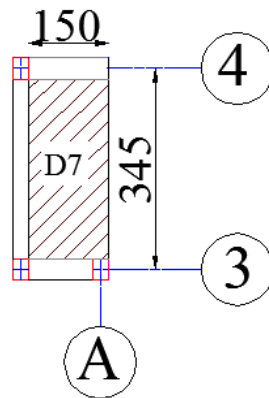


Figure 3.30. représentation du panneau de dalle D7.

Tableau 3.94. Dimensions et ρ des panneaux D5et D6.		
	D7	
L_x (m)	1.5	
L_y (m)	3.45	
	ELU	ELS
μ_x	0.1062	0.1087
μ_y	0.2500	0.3077
$\rho = l_x/l_y$	0.43	
$\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon les deux sens.		

Remarque : μ_x et μ_y sont pris du tableau de [annexe 3]

Calcul des sollicitations

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles sur trois (03) appuis ce fait comme suit :

Nous devons d'abord vérifier la condition suivante :

$$l_x = 1.50\text{m} < \frac{l_y}{2} = \frac{3.45}{2} = 1.73 \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'où :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2}{3} \times q \times l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

Les moments M_0^x et M_0^y sont calculés en supposant que la dalle est simplement appuyée ; comme la dalle est réellement encastree partiellement, nous devons corriger ces derniers en les multipliant par des coefficients, comme suit :

$$\begin{cases} \text{Moment en travée} \rightarrow \begin{cases} \text{panneau de rive} \rightarrow M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y} \\ \text{panneau intermédiaire} \rightarrow M_t^{x,y} = 0.75 M_0^{x,y} \end{cases} \\ \text{Moment aux appuis} \rightarrow \begin{cases} \text{appui de rive} \rightarrow M_a^{x,y} = -0.3 M_0^{x,y} \\ \text{appui intermédiaire} \rightarrow M_a^{x,y} = -0.5 M_0^{x,y} \end{cases} \end{cases} \dots [11]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.95. Estimation des moments dans le panneau D7.				
	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0 (KN.m)	18.32	6.32	12.94	4.46
$M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y}$ (KN.m)	15.57	5.37	10.99	3.79
$M_a^{x,y} = -0.3 M_0^{x,y}$ (KN.m)	-5.50		-3.88	
$M_a^{x,y} = -0.5 M_0^{x,y}$ (KN.m)	-9.15		-6.47	

Calcul du ferrailage

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens ; le tableau qui suit résume les résultats obtenus :

Tableau 3.96. Calcul du ferrailage du panneau D7.								
sens		M	μ_{bu}	α	Z	Acalculée	Amin	A adopté
		(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml
En travée								
Travée	X-X	15.57	0.1353	0.1825	0.0834	5.36	1.23	6HA12 =6.79
Travée	Y-Y	5.37	0.0467	0.0597	0.0878	1.75	0.96	5HA8 =2.51
En appui								
Appui	X-X Y-Y	5.50	0.0478	0.0612	0.0877	1.80	1.23	5HA8 =2.51

Les vérifications

A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$e = 12 \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec,

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ (FeE400)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Nous aurons,

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.43)}{2} \times 1 \times 0.12 = 1.23 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Nous avons, $\rho > 0.4$ et une charge répartie,

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.23 \times 1.50}{2} \times \frac{3.45^4}{1.50^4 + 3.45^4} = 8.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{9.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.090 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D5), nous aurons :

Tableau 3.97. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle D7.

En travée										
Sens	M _t (kN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	10.99	5.65	0.031	3.94 10 ⁻⁵	8.78	15	Vérifiée	244.78	201.64	Non vérifiée
Y-Y	3.79	2.51	0.022	2.09 10 ⁻⁵	4.07	15	Vérifiée	183.12	201.64	Vérifiée
En appui										
X-X Y-Y	6.47	2.51	2.022	2.09 10 ⁻⁵	4.17	15	Vérifiée	187.43	201.64	Vérifiée

La contrainte de l'acier en travée (sens X-X) n'est pas vérifiée, donc nous augmentons la section d'acier.

Nous obtenons,

Sens X-X : $A = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \sigma_s = 177.88 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s$

- Les espacements

$$St_x = \frac{100}{\text{nombre de barres choisi}} = \frac{100}{7} = 14.2 = 15 \text{ cm}$$

$$St_y = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Nous avons une FPN, donc

$$St_x = 15 \text{ cm} \leq \min(36, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$St_y = 20 \text{ cm} \leq \min(48, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots (1) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots (2) \end{array} \right.$$

$$(1) \rightarrow e = 12 \text{ cm} \geq \max \left(0.0375; \frac{10.99}{20 \times 10.99} \right) \times 150 = 7.5 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \rightarrow A_t^x = 6.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < \frac{2 \times 1 \times 10.99}{400} = 0.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

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

Calcul de la dalle D8

C'est une dalle sur 2 appuis, de 12 cm d'épaisseur qui se situent au niveau des planchers d'étages 2 à 9.

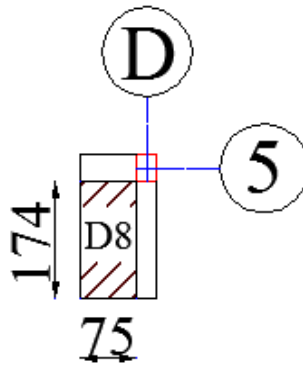


Figure 3.31. représentation du panneau de dalle D8.

Tableau 3.98. Dimensions et ρ des panneaux D5 et D6.

	D8	
L _x (m)	0.75	
L _y (m)	1.75	
	ELU	ELS
μ _x	0.1062	0.1087
μ _y	0.2500	0.3077
ρ = l _x /l _y	0.43	
ρ > 0.4 ⇒ la dalle travaille selon les deux sens.		

Calcul des sollicitations

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 11.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 7.93 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles sur deux (02) appuis ce fait comme suit :

La dalle est sous charge répartie, donc nous avons :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \dots [11]$$

Les moments M_0^x et M_0^y sont également majorés avec des coefficients de sécurité comme citée précédemment dans le calcul des moments du panneau D7.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.99. Estimation des moments dans le panneau D8.				
	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0 (KN.m)	0.67	0.17	0.48	0.15
$M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y}$ (KN.m)	0.56	0.14	0.41	0.12
$M_a^{x,y} = -0.3 M_0^x$ (KN.m)	-0.20		-0.14	
$M_a^{x,y} = -0.5 M_0^x$ (KN.m)	-0.33		-0.24	

Calcul du ferrailage

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens ; le tableau qui suit résume les résultats obtenus.

Tableau 3.100. Calcul du ferrailage du panneau D8.								
sens		M	μ_{bu}	α	Z	A calculée	Amin	A adopté
		(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml
En travée								
Travée	X-X	0.56	0.0048	0.0061	0.0897	0.179	1.23	4HA8 =2.01
Travée	Y-Y	0.14	0.0012	0.0015	0.0899	0.044	0.96	4HA8 =2.01
En appui								
Appui	X-X Y-Y	0.33	0.0028	0.0035	0.0898	0.105	1.23	4HA8 =2.01

Les vérifications

A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$e = 12 \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec,

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ (FeE400)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Nous aurons,

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.43)}{2} \times 1 \times 0.12 = 1.23 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.12 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Nous avons, $\rho > 0.4$ et une charge répartie,

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{11.23 \times 0.75}{2} \times \frac{1.75^4}{1.75^4 + 0.75^4} = 4.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{4.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.045 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D5), nous aurons :

Tableau 3.101. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle D8.										
En travée										
Sens	M _t (kN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	0.41	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	0.529	15	Vérifiée	26.98	201.64	Vérifiée
Y-Y	0.12	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	0.163	15	Vérifiée	8.30	201.64	Vérifiée
En appui										
X-X Y-Y	0.24	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	0.289	15	Vérifiée	14.27	201.64	Vérifiée

- Vérification à l'état limite de déformation

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots (1) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots (2) \end{cases}$$

$$(1) \rightarrow e = 12 \text{ cm} \geq \max \left(0.0375; \frac{0.41}{20 \times 0.48} \right) \times 0.75 = 3.20 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \rightarrow A_t^x = 2.01 \text{ 10}^{-4} \text{ m}^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.09}{400} = 4.5 \text{ 10}^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

Calcul de la dalle d'ascenseur

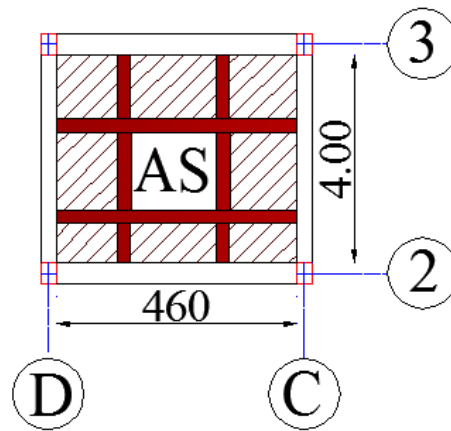


Figure 3.32. représentation du panneau de dalle d'ascenseur.

Tableau 3.102. Dimensions et ρ du panneau de la dalle d'ascenseur.

	Dalle ascenseur	
L _x (m)	4.0	
L _y (m)	4.6	
	ELU	ELS
μ _x	0.0496	0.0566
μ _y	0.7052	0.7933
ρ = l _x /l _y	0.86	
ρ > 0.4 ⇒ la dalle travaille selon les deux sens.		

La dalle sera calculée comme un panneau complet (avec ouverture), nous avons crée des poutres de chainages pour reprendre le poids des murs au droit de la cage

Le Calcul des sollicitations se fera de la manière suivante :

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 12.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 8.68 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles sur quatre (04) appuis ,ce fait comme suit :

La dalle est sous charge répartie, donc nous avons :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \dots [11]$$

Les moments M_0^x et M_0^y sont également majorés avec des coefficients de sécurité comme citée précédemment dans le calcul des moments du panneau D7.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.103. Estimation des moments dans du panneau de la dalle d'ascenseur.				
	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0 (KN.m)	9.59	6.76	7.86	6.24
$M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y}$ (KN.m)	8.15	5.74	6.68	5.30
$M_a^{x,y} = -0.3 M_0^x$ (KN.m)	-2.87		-2.35	
$M_a^{x,y} = -0.5 M_0^x$ (KN.m)	-4.79		-3.93	

Calcul du ferrailage

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de $b \times e$ soumise à la flexion simple dans les deux sens ; le tableau qui suit résume les résultats obtenus.

Tableau 3.104. Calcul du ferrailage du panneau de la dalle d'ascenseur.									
sens		M	μ_{bu}	α	Z	Acalculée	Amin	A adopté	S_t
		(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml	(cm)
En travée									
Travée	XX	8.15	0.0398	0.0508	0.1175	1.92	1.28	4HA8 =2.01	25
Travée	YY	5.74	0.0280	0.0355	0.1182	1.39	1.20	4HA8 =2.01	25
En appui									
Appui	XX YY	4.79	0.0296	0.0333	0.1185	1.16	1.28	4HA8 =2.01	25

Les vérifications

A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$e = 12 \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec,

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ (FeE400)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Nous aurons,

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.86)}{2} \times 1 \times 0.15 = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Nous avons, $\rho > 0.4$ et une charge répartie,

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.09 \times 4}{2} \times \frac{4.6^4}{4.6^4 + 4^4} = 15.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.12 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D5), nous aurons :

Tableau 3.105. Vérification des contraintes dans la dalle d'ascenseur.

En travée										
Sens	M _t (kN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Observation	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Observation
X-X	6.68	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	8.06	15	Vérifiée	38.01	201.64	Vérifiée
Y-Y	5.30	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	6.39	15	Vérifiée	30.15	201.64	Vérifiée
En appui										
X-X Y-Y	3.93	2.01	0.021	1.74 10 ⁻⁵	4.74	15	Vérifiée	22.36	201.64	Vérifiée

- Vérification à l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots (1) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots (2) \end{array} \right.$$

$$(1) \rightarrow e = 15\text{cm} \geq \max\left(0.0375; \frac{7.44}{20 \times 8.76}\right) \times 4 = 15.02\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \rightarrow A_t^x = 3.14 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6.00 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

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

3.6.2 Schéma de ferrailage des dalles calculées

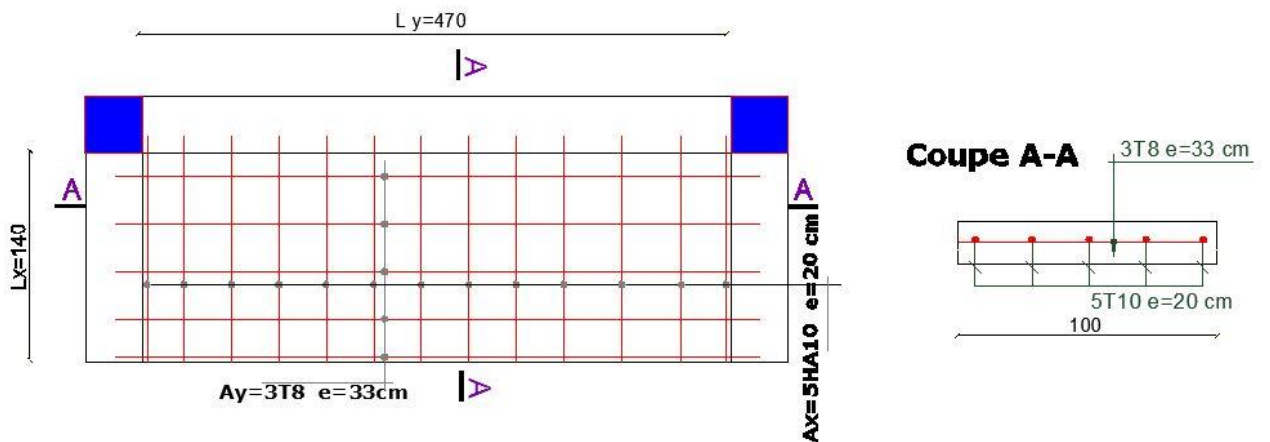


Figure 3.33. Schéma de ferrailage de la dalle D5.

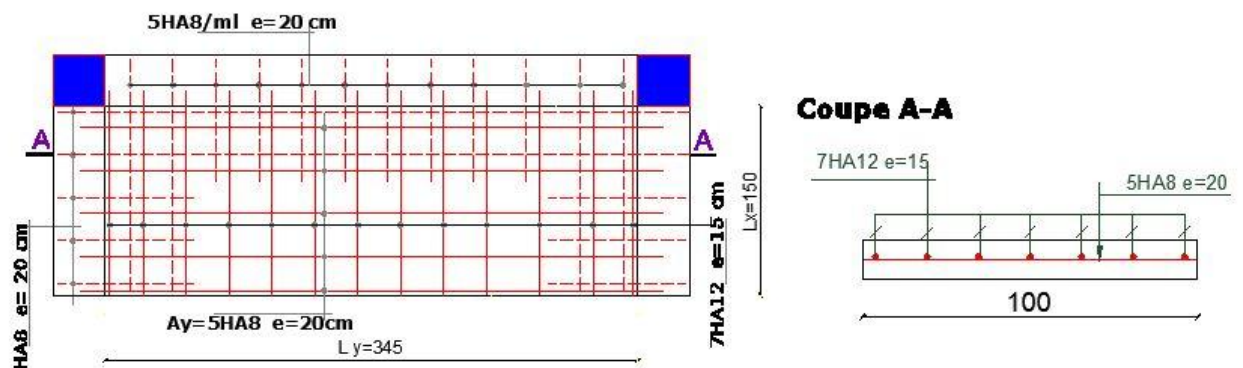


Figure 3.34. Schéma de ferrailage de la dalle D7.

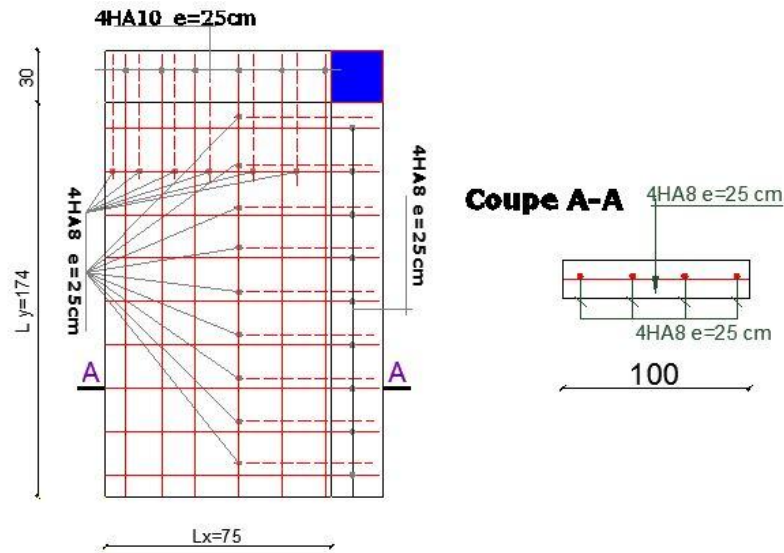


Figure 3.35. Schéma de ferrailage de la dalle D8.

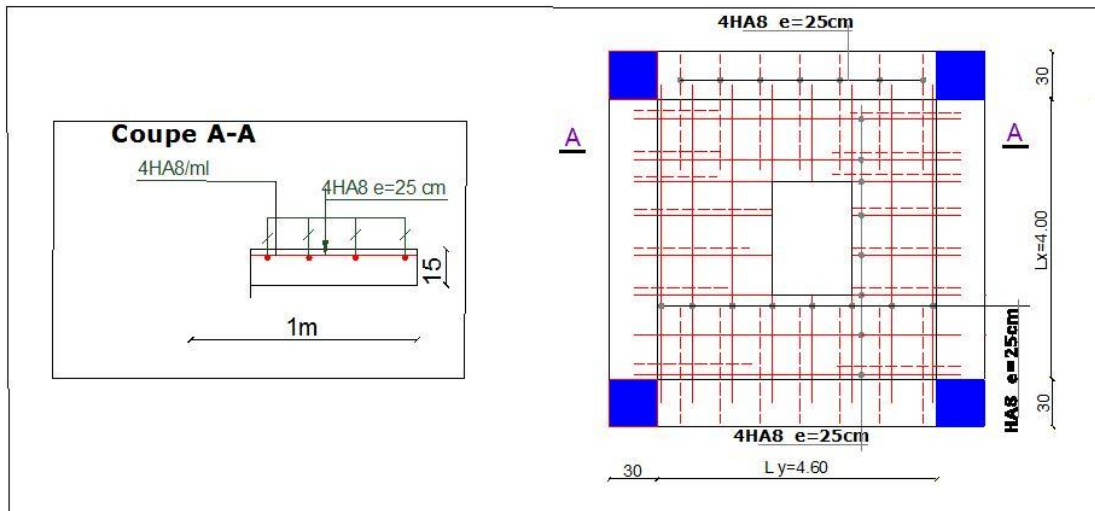


Figure 3.36. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les 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 qui permet de déplacer la cabine.

Dans le cas de notre structure nous opterons pour un ascenseur de quatre à six personnes ayant les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques de l'ascenseur

Remarque : comme nous n'avons pas la fiche technique de notre ascenseur, nous avons pris les caractéristiques relatives à un ascenseur semblable au notre.

Soit ,

$$\begin{cases} P_m = 15 \text{ KN} \\ D_m = 82 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec,

D_M : La charge due à l'ascenseur (cabine) = 82 KN

P_M : La charge due à la machine = 15 KN

F_C : Poids de la cuvette = 102 KN

Les dimensions de l'ascenseur sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau 3.106. Dimensions et ρ de l'ascenseur .		
	Ascenseur	
L_x (m)	1.4	
L_y (m)	1.6	
	ELU	ELS
μ_x	0.0486	0.0556
μ_y	0.7244	0.8074
$\rho = l_x/l_y$	0.87	
$\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon les deux sens.		

Il est a noté que, la dalle reprends une charge importante, nous allons de ce fait opter pour une épaisseur de 20 cm.

Evaluation des charges et surcharges

- Charges uniformément réparties**

Poids propre:

$$G_0 = G_1 + G_2$$

Soit ;

$$G_1 = \rho \times e \Rightarrow G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = \frac{1.25 \text{ KN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Poids propre de la dalle du revetement sur la dalle}$$

$$\Rightarrow G_0 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$$

Charge d'exploitation :

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

- Charges concentrées

La dalle est également soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage :

$$G_{\text{concentrée}} = P_m + D_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentrée}} = P_{\text{personnes}} = 6.30 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

a. Calcul a l'ELU

>> Sous charges uniformément réparties :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \Rightarrow q_u = 9.6 \text{ KN/m}^2$$

>> Sous charges concentrée :

La charge concentrée q est appliquée a la surface de la dalle sur l'aire

$a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme illustrée dans la figure suivante

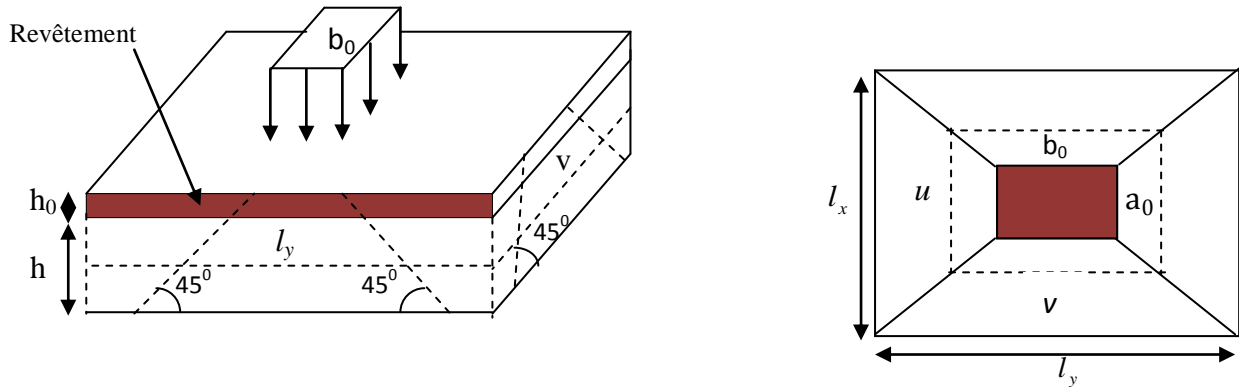


Figure 3.37. Schéma de la dalle et de sa surface d'impact.

Nous avons :

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \end{cases}$$

Avec,

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 20 \text{ cm}$);

h : épaisseur de revêtement ($h = 5 \text{ cm}$);

a_0 et u sont \parallel à l_x ;

b_0 et V sont \parallel à l_y .

$\xi = 1$, Coefficient qui dépend du type du revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des moments

M_1^x et M_1^y (Du système de levage)

Nous avons :

$$\begin{cases} M_1^x = q_u \times (M_1 + uM_2) \\ M_1^y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad (1)$$

Avec,

v : coefficient de poisson soit $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{140} = 0.785, \rho = 0.87$

M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.687, \rho = 0.87$

On se référant à l'abaque de Pigeaud [Annexe 4], nous aurons :

$$M_1 = 0.065 ; M_2 = 0.052$$

Donc :

$$q_u = (1.35 G_{\text{concentrée}} + 1.5 Q_{\text{concentrée}}) \Rightarrow q_u = 1.35 \times 97 + 1.5 \times 6.3$$

$$\Rightarrow q_u = 140.40 \text{ KN}$$

$$q_s = (G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}}) \Rightarrow q_s = 103.3 \text{ KN}$$

De (1) nous aurons

A l'ELU

$$\begin{cases} M_1^x = q_u \times M_1 = 140.40 \times 0.065 = 9.126 \text{ KN.m} \\ M_2^y = q_u \times M_2 = 140.40 \times 0.052 = 7.301 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 7.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travées et en appuis sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.107. Estimation des moments dans du panneau de la dalle d'ascenseur.				
	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0 (KN.m)	10.04	7.96	6.71	5.37
$M_t^{x,y} = 0.85 M_0^{x,y}$ (KN.m)	8.53	6.20	5.70	4.56
$M_a^{x,y} = -0.5 M_0^x$ (KN.m)	-5.02		-3.35	

Calcul du ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 20 cm d'épaisseur avec $d'=18$ cm ; le tableau qui suit résume les résultats obtenus.

Tableau 3.108. Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.									
sens		M	μ_{bu}	α	Z	A calculée	Amin	A adopté	St
		(KN.m/ml)			(m)	(cm2)	(cm2)	(cm2)/ml	(cm)
En travée									
Travée	X-X	8.53	0.020	0.026	0.168	1.45	1.7	4HA10 =2.01	33
Travée	Y-Y	6.20	0.015	0.019	0.168	1.05	1.6	4HA8 =2.01	25
En appui									
Appui	X-X Y-Y	5.02	0.012	0.015	0.168	0.85	1.7	4HA8 =2.01	33

Les vérifications

A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$e = 20 \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec,

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ (FeE400)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Nous aurons,

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.87)}{2} = 1.7 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification au poinçonnement

Nous avons une charge concentrée ; il est donc nécessaire de vérifier la déformation au poinçonnement, celui-ci se vérifie par la condition suivante :

$$q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec,

q_u : Charge de calcul à l'ELU ;

h : Epaisseur totale de la dalle ;

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\rightarrow q_u = 140.40 \text{ KN}$$

$$0.045 \times (2 \times 2.2) \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 140.40 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement de la dalle}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.109. Efforts tranchants dans la dalle d'ascenseur				
Effort tranchant	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition $V=V_1 + V_2$	$\tau^{max} = \frac{V^{max}}{bd}$
V_x	4.23	42.54	46.77	0.275
V_y	2.83	42.54	45.37	

$$\tau_u = 0.275 \text{ Mpa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des sollicitations

Calcul à l'ELS

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 3.110. moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur.					
Moments (KN.m)	Sous charge répartie	Sous charge concentrée	Superposition	$M_{travée}$	M_{appuis}
M_x	0.762	6.71	7.474	6.35	-2.23
M_y	0.615	5.37	5.985	5.08	

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.111. Vérification des contraintes dans le panneau de dalle de l'ascenseur.										
En travée										
Sens	M _t	A	Y	I	σ _b	σ̄ _b	Observation	σ _s	σ̄ _s	Observation
	(KN.m)	(cm ²)	(m)	(m ⁴)	(Mpa)	(Mpa)		(Mpa)	(Mpa)	
X-X	6.35	2.36	0.031	6.81 10 ⁻⁵	2.91	15	Vérifiée	198.43	201.64	Vérifiée
Y-Y	5.08	2.01	0.029	7.68 10 ⁻⁵	2.79	15	Vérifiée	150.81	201.64	Vérifiée

- Vérification à l'état limite de déformation

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \dots (1) \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \dots (2) \end{cases}$$

$$(1) \rightarrow e = 20 \text{ cm} \geq \max \left(0.0375; \frac{6.35}{20 \times 7.47} \right) \times 140 = 5.95 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$(2) \rightarrow A_t^x = 2.36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.18}{400} = 9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

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

3.7 Conclusion

Ce chapitre, nous a permis de déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL 91/99 et le RPA99/2003.

CHAPITRE 4

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET

ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Pour ce faire, il est important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets de l'activité sismique tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien.

4.2 Objectifs et exigences

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra contenir des voiles. *Article (3.4.A.1.a)* [7]

En ce qui concerne la structure faisant l'objet de cette présente étude, il s'agit d'un bâtiment de R+9 étages qui dépasse 14m, elle sera donc contreventée par un

système de contreventement proposé par le règlement parasismique algérien. Article (3.4.A) [7]

Une conception parasismique doit non seulement respecter le règlement en vigueur mais aussi satisfaire l'aspect architectural et économique.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+9+entresol contreventé par un système mixte voile-portique en utilisant Autodesk Robot Structural Analysis Professionnal version 2016.

4.3 Modélisation de la structure

4.3.1 Présentation du logiciel de calcul

ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et construction métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, la figure suivante montre la modélisation de notre projet avec le logiciel robot.

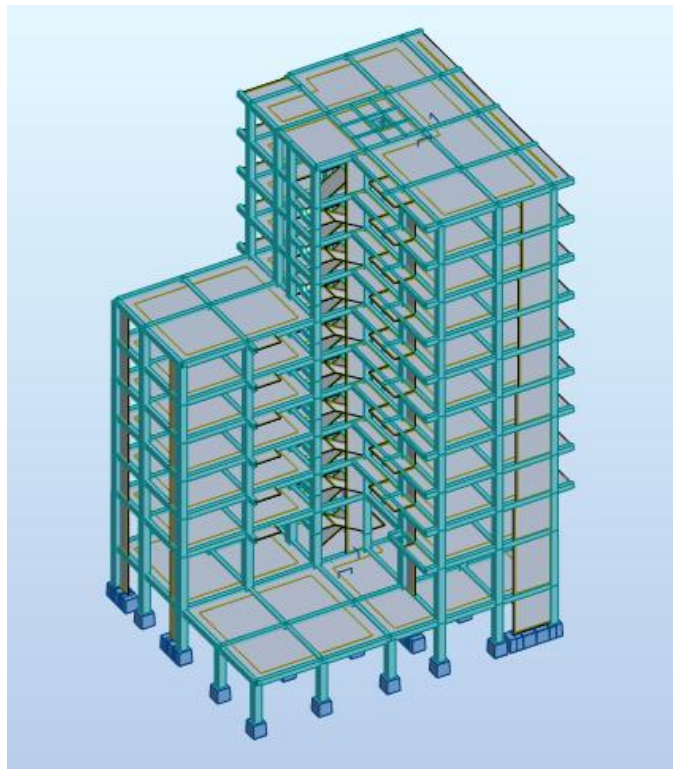


Figure 4.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT.

4.3.2 Présentation du modèle de calcul

Types des éléments finis

- Eléments finis linéiques = 2700 ;
- Eléments finis surfaciques = 4230 ;
- Eléments finis volumiques = 0.

Description de la structure

- Nombre de nœuds = 4684 ;
- Nombre de barres = 935 ;
- Nombre de degrés de libertés statique (DDL) = 27783.

Méthodes utilisées pour le calcul dynamique

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

En ce qui concerne notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, donc il y a lieu d'utiliser une autre méthode qui est la méthode spectrale. Néanmoins, nous allons calculer au premier lieu l'effort sismique à la base avec la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

4.4 La méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste 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 lesquelles 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 de calcul représenté ci-dessus. Ces effets sont par la suite

combinés pour obtenir la réponse de la structure. Spectre de réponse de calcul (Article 4.3.3 P45) [7].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 s \end{cases}$$

Avec,

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) [7]

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%) $\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$ (4.3)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) [7]

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) [7]

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [7]

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) [7]

4.5 Détermination des paramètres du spectre

Détermination du coefficient d'accélération de la zone (A) (tableau 4.1 P37) [7]

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique II (Bejaia)} \end{cases} \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$

Détermination du coefficient de comportement global de la structure (R). (Tableau 4.3 P38-39) [7].

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini dans Article (3.4.A) [7]

En ce qui concerne notre étude, nous avons opté en premier lieu pour un système de contreventement mixte portique/voile avec interaction.

Nous aurons, alors $\rightarrow \mathbf{R = 5}$

Détermination du facteur de qualité (Q).

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{Formule 4.4 P39}) [7]$$

Avec,

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (Tableau 4.4 P41) [7].

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Valeurs du facteur de qualité.				
Critère Q	Observé	P_{qx}	Observé	P_{qy}
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6- Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
Total $\sum_1^6 P_q$	1.15		1.15	
$Q^{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$	$Q^x = 1.15$		$Q^y = 1.15$	

Détermination des périodes T_1 et T_2

T_1, T_2 représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. (Tableau 4.7) [7]

Dans notre cas le sol est meuble (site S3) : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ (Tableau 4.7 P45) [7]

Détermination du facteur de correction d'amortissement η

Le Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{Article 4.2.3}) [7]$$

Avec,

ξ : Pourcentage d'amortissement critique. Nous avons opté en premier lieu pour un contreventement mixte donc $\xi = 8.5 \%$ (Tableau 4.2 P35) [7]

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5\%}} = 0.816 \Rightarrow \eta = \mathbf{0.816}$$

4.5.1 Modélisation de la structure

Le spectre de réponse étant intégré dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure ($Q_x=Q_y=1.15$)
- Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- Site meuble : S3.

4.5.1.1 Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003(Article 3.4.4.a P27) [7].

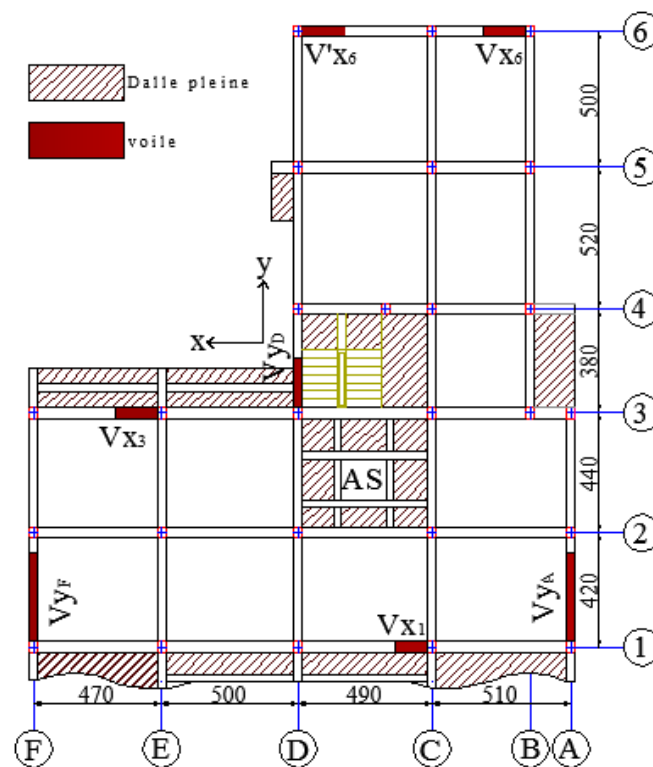


Figure 4.2. Disposition des voiles.

4.5.1.2 Modes de vibration et taux de participation des masses

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
(Article 4.3.4 P45-46) [7]

Le tableau suivant illustre les résultats des douze premiers modes de vibration obtenus :

Tableau 4.2. Période et taux de participation massique.					
		Masses modales		Masses modales cumulées	
Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Ux (%)	Uy (%)
1	0,87	60,71	0,97	60,71	0,97
2	0,78	62,02	69,52	1,31	68,55
3	0,54	75,04	69,77	13,02	0,26
4	0,29	83,63	69,82	8,59	0,04
5	0,26	83,68	82,72	0,05	12,91
6	0,21	84,39	82,80	0,71	0,08
7	0,16	88,21	82,80	3,82	0,00
8	0,13	88,23	88,05	0,02	5,25
9	0,11	89,36	88,13	1,12	0,08
10	0,10	90,84	88,14	1,48	0,00
11	0,08	90,84	91,31	0,00	3,18
12	0,08	93,35	91,31	2,51	0,00

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

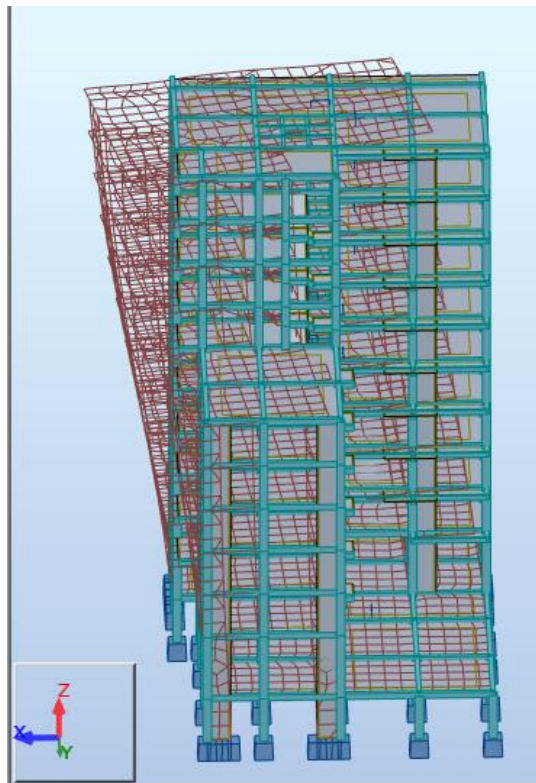


Figure 4.3. 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe X)

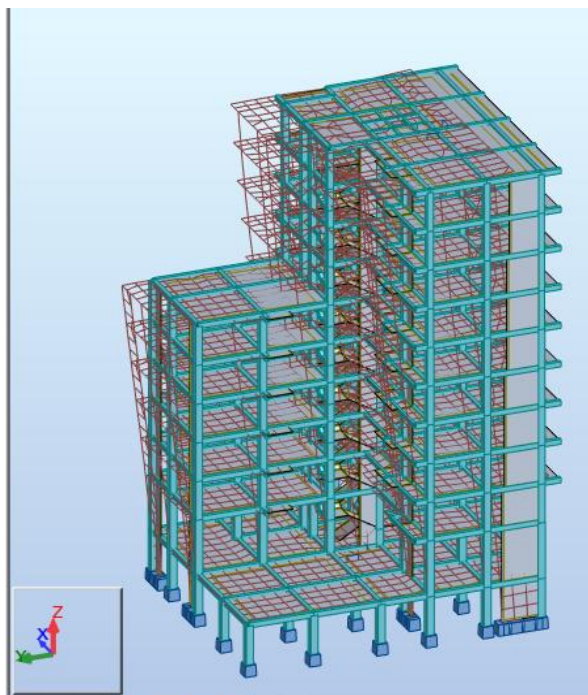


Figure 4.4. 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y)

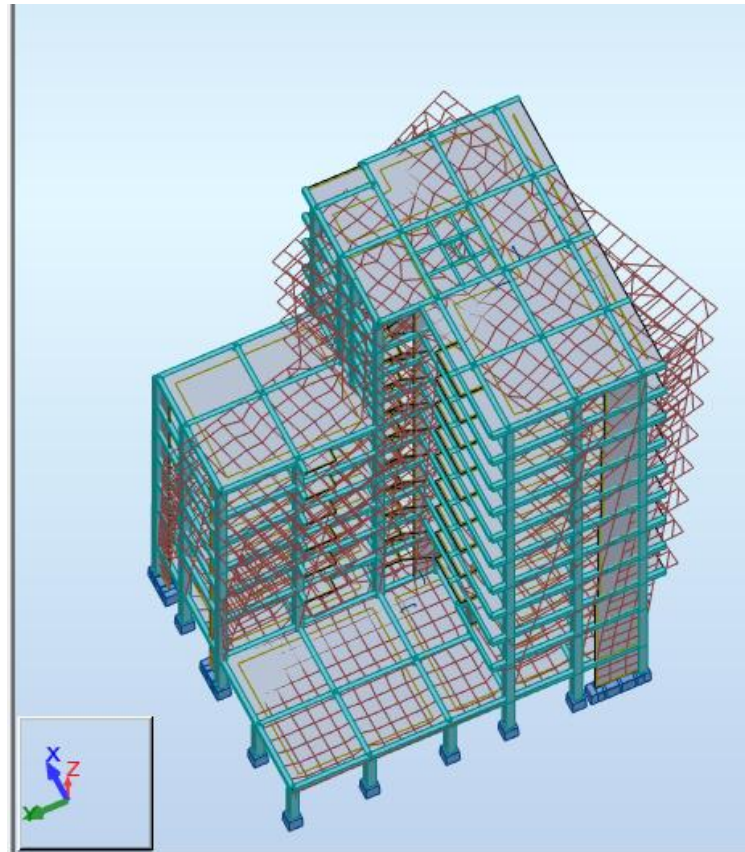


Figure 4.5. 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)

4.5.1.3 Vérification de la résultante sismique

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} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (Article 4.3.6 P46) [7]

En résumé : $V_{dyn}/V_{st} \geq 0.8$

Détermination de la période fondamentale T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- Formule empirique

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Article 4.2.4 P42}) [7]$$

Avec,

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas $h_N = 31.96 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
Pour notre cas $C_T = 0.050$ (Tableau 4.6 P42) [7]

Remarque : d'après (Article 4.2.4 P42) [7], la période peut être calculée par deux autres formules, formule de Rayleigh ou encore la formule $T = 0.09h_n/\sqrt{D}$ applicable éventuellement pour le cas n° 3 et 4 qui est le notre, citée dans le (Tableau 4.6 P42) [7]; quoique nous avons utilisé la première formule seulement afin de simplifier les calculs.

Donc, la période fondamentale statique est : $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 31.96^{\frac{3}{4}}$

$\Rightarrow T = 0.672 \text{ s}$

D'après le point 4 (Article 4.2.4 P42) [7], qui dit que les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc, $T = 1.3 \times 0.672 = 0.87 \text{ s}$.

Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{Article 4.3.3 P45}) [7].$$

Avec,

A = 0.15

R = 5

$Q^{x,y} = 1.15$

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_i^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (Tableau 4.5 P41) [7].

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Pour notre cas le poids total de la structure est donné par le logiciel robot après modélisation, on notera : **$W = 34144.90 \text{ Kn}$**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 s \end{cases} \quad (\text{Article 4.2.3}) [7]$$

$$\Rightarrow T_2 = 0.5 s \leq T = 0.87 s \leq 3 s \Rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.87}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \mathbf{D = 1.40}$$

D'où Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant :

$$V_{st,x} = V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.15}{5} \times 34144.90 = 1649.19 \text{ KN}$$

Tableau 4.3. Vérification de la résultante sismique.				
Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (kn)	V_{st} (kn)	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	1548,44	1649.19	0.93	vérifiée
Sens y-y	1672,82	1649.19	1.01	vérifiée

4.5.1.4 Justification du facteur de comportement

Comme nous avons opté pour un système de contreventement mixte ($R=5$) en page 185, ce présent paragraphe montre la justification voile/portiques. Telle indiqué dans l'article du RPA 'Article 3.4.4.a P27).

4.5.1.5 Justification de l'interaction voiles-portiques

Tout ouvrage en génie civil doit satisfaire les conditions du RPA sous charges verticales et sous charges horizontales, telle indiquée dans (Article 3.4.4.a P27) [7].

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

→ Sous charges verticales

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ROBOT » sont illustrés dans le tableau si dessous :

Tableau 4.4. Justification de l'interaction sous charges verticales.					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$	Observation
E-Sol	30775.17	7278.2	80.87	19.13	Vérifiée
RDC	25453.39	6203.66	80.40	19.60	Vérifiée
1 ^{er} étage	22700.73	5190.5	81.39	18.61	Vérifiée
2 ^{ème} étage	19868.03	4455.73	81.68	18.32	Vérifiée
3 ^{ème} étage	16934.07	3811.35	81.63	18.37	Vérifiée
4 ^{ème} étage	13910.85	3275.47	80.94	19.06	Vérifiée
5 ^{ème} étage	11018.00	2639.52	80.67	19.33	Vérifiée
6 ^{ème} étage	8012.12	2139.79	78.92	21.08	Non Vérifiée
7 ^{ème} étage	6004.46	1585.74	79.11	20.89	Non Vérifiée
8 ^{ème} étage	3984.24	1059.56	78.99	21.01	Non Vérifiée
9 ^{ème} étage	2026.13	491.36	80.48	19.52	Vérifiée

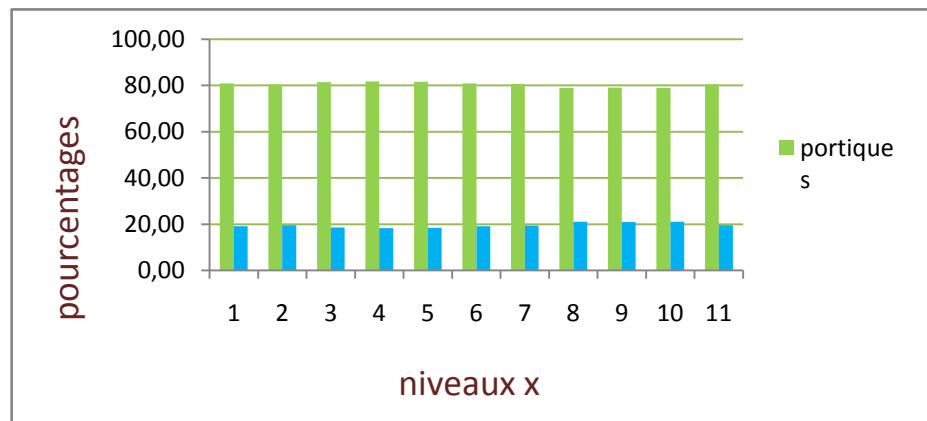


Figure 4.6. Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

Commentaire

Le diagramme de la figure 4.6 montre les charges verticales converties en pourcentages reprises par les portiques et les voiles à chaque étage.

Nous constatons que la limite des **20%** exigée par le **RPA99/version2003** a été globalement respectée sauf pour quelques niveaux où nous avons enregistré de légers dépassements que nous pensons ne pas pouvoir éviter vu les contraintes

architecturales. Néanmoins, cela ne signifie pas que la condition de justification verticale n'est pas vérifiée vu que d'après (Article 3.4.4.a P27) [7] ; « Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales » sans préciser que cela doit être vérifiée pour tous les étages.

→ Sous charges horizontales

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

Sens X-X

Tableau 4.5. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
	Charges reprises (kn)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	Observation
E-Sol	996.26	449.17	68.92	31.08	Vérifiée
RDC	822	556.29	59.64	40.36	Vérifiée
1 ^{er} étage	1055.36	257.8	80.37	19.63	Vérifiée
2 ^{ème} étage	953.69	270.66	77.89	22.11	Vérifiée
3 ^{ème} étage	899.47	215.97	80.64	19.36	Vérifiée
4 ^{ème} étage	745.96	245.83	75.21	24.79	Vérifiée
5 ^{ème} étage	680.94	172.52	79.79	20.21	Vérifiée
6 ^{ème} étage	540.48	159.09	77.26	22.74	Vérifiée
7 ^{ème} étage	443.1	118.78	78.86	21.14	Vérifiée
8 ^{ème} étage	295.18	108.92	73.05	26.95	Vérifiée
9 ^{ème} étage	219.93	10.84	95.30	4.70	Vérifiée

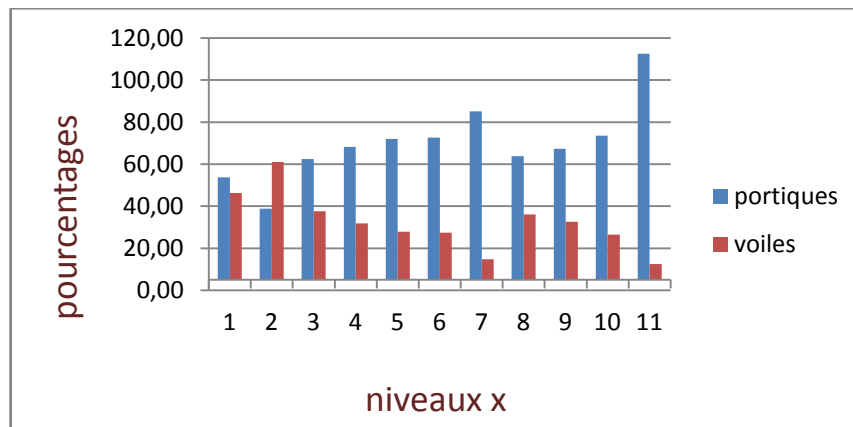


Figure 4.7. Pourcentages des charges horizontales selon X-X reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

Sens Y-Y

Tableau 4.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
	Charges reprises (kn)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	Observation
E-Sol	886.46	762.78	53.75	46.25	Vérifiée
RDC	614.3	964.71	38.90	61.10	Vérifiée
1 ^{er} étage	943.2	568.22	62.40	37.60	Vérifiée
2 ^{ème} étage	967.28	450.82	68.21	31.79	Vérifiée
3 ^{ème} étage	937.35	362.62	72.11	27.89	Vérifiée
4 ^{ème} étage	842.25	318.35	72.57	27.43	Vérifiée
5 ^{ème} étage	853.19	148.75	85.15	14.85	Vérifiée
6 ^{ème} étage	523.4	296.52	63.84	36.16	Vérifiée
7 ^{ème} étage	449.49	217.7	67.37	32.63	Vérifiée
8 ^{ème} étage	358.48	129.33	73.49	26.51	Vérifiée
9 ^{ème} étage	318.7	35.54	112.55	12.55	Vérifiée

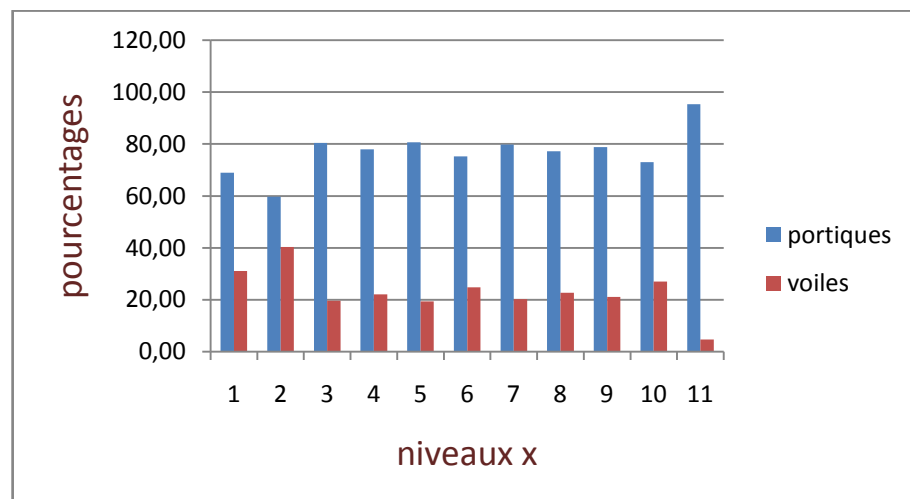


Figure 4.8. Pourcentages des charges horizontales selon Y-Y reprises par les voiles et les portiques à chaque niveau.

Commentaire

Sous charges horizontales que cela soit selon x-x ou y-y, on remarque que les pourcentages repris par les portiques sont dans une fourchette assez importante ou on enregistre des valeurs jugées assez élevées sauf dans certains niveaux où les pourcentages sont plus raisonnables et cela est dû aux contraintes architecturales. Mais les valeurs restent quand même dans les limites admissibles requises par le RPA.

⇒ Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charge horizontales et verticales nous pouvons dire que le système approprié est un système mixte avec interaction voiles-portiques.

4.5.1.6 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, (Article 7.4.3.1) [7] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec,

B : air de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7. Vérification de l'effort normal réduit.						
Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (Kn)	v	observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
Sous sol	55	55	3025	2047.31	0.271	vérifiée
RDC	55	55	3025	1774.98	0.235	vérifiée
Etage 1	50	55	2750	1567.74	0.228	vérifiée
Etage 2	50	55	2750	1385.25	0.201	vérifiée
Etage 3	50	55	2750	1202.48	0.175	vérifiée
Etage 4	50	50	2500	1023.62	0.164	vérifiée
Etage 5	50	50	2500	850.22	0.136	vérifiée
Etage 6	45	50	2250	679.59	0.121	vérifiée
Etage 7	45	50	2250	512.55	0.091	vérifiée
Etage 8	45	45	2025	347.90	0.069	vérifiée
Etage 9	45	45	2025	236.74	0.047	vérifiée

4.5.1.7 Vérification des déplacements

Selon le (Article.5.10) [7], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

Avec,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global, notre cas R = 5.

Tableau 4.8. Vérification vis-à-vis des déformations sens (X-X)							
	Sens x-x						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
<i>Sous sol</i>	0.08	0.4	0	0.40	306.0	0.131	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	0.36	1.8	0.4	1.40	442.0	0.317	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	0.6	3	1.8	1.20	306.0	0.392	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	0,8	4	3	1.00	306.0	0.327	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	1	5	4	1.00	306.0	0.327	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	1.2	6	5	1.00	306.0	0.327	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	1.38	6.9	6	0.90	306.0	0.294	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	1.54	7.7	6.9	0.80	306.0	0.261	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	1.68	8.4	7.7	0.70	306.0	0.229	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	1.8	9	8.4	0.60	306.0	0.196	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	1.9	9.5	9	0.50	306.0	0.163	<i>vérifiée</i>

Tableau 4.9. Vérification vis-à-vis des déformations sens (Y-Y)							
	Sens x-x						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
<i>Sous sol</i>	0.06	0.3	0	0.30	374.0	0.080	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	0, 4	1.2	0.3	0.90	612.0	0.147	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	0.38	1.9	1.2	0.70	306.0	0.229	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	0.54	2.7	1.9	0.80	306.0	0.261	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	0.68	3.4	2.7	0.70	306.0	0.229	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	0.82	4.1	3.4	0.70	306.0	0.229	<i>vérifiée</i>

Etage 5	0.96	4.8	4.1	0.70	306.0	0.229	vérifiée
Etage 6	1.1	5.5	4.8	0.70	306.0	0.229	vérifiée
Etage 7	1.22	6.1	5.5	0.60	306.0	0.196	vérifiée
Etage 8	1.32	6.6	6.1	0.50	306.0	0.163	vérifiée
Etage 9	1.42	7.1	6.6	0.50	306.0	0.163	vérifiée

⇒ D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

4.5.1.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9) [7]

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

Avec,

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k ; telle que : $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$.

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 k .

Il y a lieu de vérifier la condition suivante :

→ 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 obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.10. Vérification des effets P-Δ sen X-X						
Hauteurs	h_K	P_K	Sens x-x			
(m)	(cm)	(kn)	Δ_K (cm)	V_K (kn)	θ_K	Observation
<i>Sous sol</i>	306,0	34144,89	0,4	1445,43	0,031	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	442,0	28598,31	1,4	1378,29	0,066	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	306,0	25204,20	1,2	1313,16	0,075	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	306,0	21991,11	1	1224,35	0,059	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	306,0	18767,17	1	1115,44	0,055	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	306,0	15562,43	1	991,79	0,051	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	306,0	12388,02	0,9	853,46	0,043	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306,0	9203,72	0,8	699,57	0,034	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306,0	6892,35	0,7	561,88	0,028	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306,0	4596,28	0,6	404,10	0,022	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	306,0	2319,04	0,5	230,77	0,016	<i>vérifiée</i>

Tableau 4.11. Vérification des effets P-Δ sen Y-Y						
Hauteurs	h_K	P_K	Sens Y-Y			
(m)	(cm)	(kn)	Δ_K (cm)	V_K (kn)	θ_K	Observation
<i>Sous sol</i>	306.0	34144.89	0.300	1649.24	0.020	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	612.0	28598.31	0.900	1579.01	0.027	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	306.0	25204.20	0.700	1511.42	0.038	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	306.0	21991.11	0.800	1418.10	0.041	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	306.0	18767.17	0.700	1299.96	0.033	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	306.0	15562.43	0.700	1160.61	0.031	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	306.0	12388.02	0.700	1001.94	0.028	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306.0	9203.72	0.700	819.92	0.026	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306.0	6892.35	0.600	667.19	0.020	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306.0	4596.28	0.500	487.81	0.015	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	306.0	2319.04	0.500	283.16	0.013	<i>vérifiée</i>

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

4.6 Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au premier dimensionnement, on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003 (justification d'interaction voiles-portiques, effort normal réduit,...), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structure aux et de conclure ce chapitre.

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction

Les éléments structuraux d'un bâtiment sont constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

5.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une section donnée, l'effort tranchant quant à lui permet de vérifier l'épaisseur de l'âme.

Pour procéder au calcul du ferrailage, il y a lieu de déterminer les sollicitations (M, V) obtenues par le logiciel ROBOT, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 /version2003 et du BAEL91 qui sont :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E_x$
- $G + Q + E_y$
- $0.8 G \pm E_x$
- $0.8G \pm E_y$

Les dimensions des poutres qui font l'objet de cette présente étude sont comme suit :

→ Poutre principale PP (30X40).

→ Poutre secondaire PS (30X40).

5.2.1 Recommandations du RPA 99/2003

5.2.1.1 Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) [7]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

Nous avons $A_{\text{Poutre Principale}} = A_{\text{Poutre Secondaire}} = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

$$\begin{cases} 4\% \text{ de la section du béton en zone courante.} \\ 6\% \text{ de la section du béton en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$\text{Poutre (30X40)} \Rightarrow \begin{cases} A_{\max}^{\text{zone courante}} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2. \\ A_{\max}^{\text{zone de recouvrement}} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

5.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2) [7]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec, S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

b : largeur de la poutre considérée.

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

5.2.2 Calcul du ferrailage

5.2.2.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (Flexion Simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ROBOT, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 0.1. Sollicitations maximales dans les poutres.						
Poutres	M_t^{max} (KN.m)	combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN.m)	combinaison
P.Prin	74.37	0.8G-E _X	142.42	1.35G+1.5Q	269.22	1.35G+1.5Q
P.Second	112.29	0.8G-E _Y	110.8	G+Q+E _Y	226.8	0.8G-E _Y

Exemple de calcul

Soit une poutre principale de dimensions (30X40) cm² avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 74.37 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 142.42 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 269.22 \text{ KN} \end{cases}$$

a) Armatures longitudinales

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{74.37 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.37^2 \times 0.3} = 0,127 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.171 \text{ et } z = 0.344m \rightarrow A = 6.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{142.42 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.37^2 \times 0.3} = 0,224 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.335 \text{ et } z = 0.317m \rightarrow A = 12.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 2 \text{ T}16 + 1 \text{ T}20 + 3.21 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau 0.2. Ferrailage des poutres.

Type de Poutres	En travée			En appui			
	M_t	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	M_a	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	A_{min}^{RPA}
	KN.m	Cm ²	Cm ²	KN.m	Cm ²	Cm ²	Cm ²
P.Prin	74.37	6.21	7.16	142.42	12.91	13.19	1.34
P.Second	112.29	9.78	10.18	110.8	9.61	10.18	1.34

Tableau 0.3. Nombre de barre du ferrailage des poutres.

Type de poutre	La section (cm ²)		Nombre de barres			
			En travée		En appui	
	b (cm)	h (cm)	filantes	chapeaux	filantes	chapeaux
P.Prin	30	40	2 T16+1 T20	/	2 T16+1 T20	3 T16
P.Second	30	40	1 T14+2 T16	3 T14	1 T14+2 T16	3 T14

Commentaire :

Nous avons constaté après ferrailage des poutres que la section d'armature obtenue pour la poutre secondaire est importante par rapport à celle de la poutre principale. Pour ce faire, en utilisant le logiciel ROBERT nous avons pu analyser les sollicitations obtenues pour toutes les poutres de la structure, à partir de la nous avons constaté que les sollicitations maximales sont relatives aux poutres associées aux voiles.

Afin de respecter le critère économie, nous allons ferrailer les poutres secondaires associées aux voiles et non associées aux voiles séparément pour diminuer la section d'armature.

Nous aurons donc les résultats suivants :

Tableau 0.4. Sollicitations maximales dans les poutres non associées aux voiles.

Poutres	M_t^{max} (KN.m)	combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN.m)	combinaison
P.Prin	73.49	0.8G-E _x	142.42	1.35G+1.5Q	269.22	1.35G+1.5Q
P.Second	47.04	1.35G+1.5Q	84.33	1.35G+1.5Q	161.82	1.35G+1.5Q

Tableau 0.5. Ferrailage des poutres non associées aux voiles.

Type de Poutres	En travée			En appui			
	M_t	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	M_a	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	A_{min}^{RPA}
	KN.m	Cm ²	Cm ²	KN.m	Cm ²	Cm ²	Cm ²
P.Prin	74.37	6.21	7.16	142.42	12.91	13.19	1.34
P.Second	47.04	3.81	4.62	84.33	7.11	8.01	1.34

Tableau 0.6. Nombre de barre du ferrailage des poutres.

Type de poutre	La section (cm ²)		Nombre de barres			
			En travée		En appui	
	b (cm)	h (cm)	filantes	chapeaux	filantes	chapeaux
P.Prin	30	40	2 T16+1 T20	/	2 T16+1 T20	3 T16
P.Second	30	40	3 T14	/	3 T14	3 T12

Vérifications à l'ELU

→ Vérification de la condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{adoptée}$$

Avec,

B= largeur de la poutre.

 f_{t28} = résistance du béton à la traction après 28 jours = 2.1 MPa. f_e = résistance caractéristique de l'acier = 400 MPa.

Poutre principale = poutre secondaire = (30X40)

$$A^{\min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

→ Vérification de l'effort tranchant

Exemple de calcul

Nous vérifions l'effort tranchant avec la condition 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 défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0.7. Vérification des contraintes tangentielles.				
Poutres	Vmax	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
P.Prin	269.22	2.42	3,33	Vérifiée
P.Second	226.8	2,04	3,33	Vérifiée

→ Vérification des armatures longitudinales

$$l_r \geq 40\phi^{\min}$$

Avec,

l_r = longueur de recouvrement.

ϕ^{\min} = diamètre minimum.

D'où : $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 80 \text{ cm}$.

b) Armatures transversales

Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (Article H3.3) [5]}$$

Avec,

ϕ = diamètre des armatures transversales.

h = hauteur de la poutre.

b = largeur de la poutre.

ϕ_l^{\min} = le diamètre minimal choisi pour les sections d'armature des poutres.

D'où pour des poutres de section (30x40), nous notons :

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3)$$

$$\Rightarrow \phi \leq 1.14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Donc nous optons pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

Espacement des barres

Selon le BAEL

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}); \text{ avec } \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau - 0.3 f_{t28})} \end{cases} \quad (\text{Article H3.3}) \quad [5]$$

Selon le RPA

$$\begin{cases} S_{t1}^{RPA} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \rightarrow \text{en zone nodale.} \\ S_{t2}^{RPA} \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone courante.} \end{cases}$$

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

Tableau 5.8. Calcul des espacements des barres dans les poutres		
Espacements (cm)		Poutre (30X40)
BAEL	S_{t1}	33.3
	S_{t2}	67
	S_{t3}	16.97
	S_t	16.97
RPA	S_{t1}^{RPA}	10
	S_{t2}^{RPA}	20
En zone nodale		10
En zone courante		15

→ Vérification de la section minimale des armatures transversales

Nous devons satisfaire la condition suivante :

$$A_t > A_t^{min}$$

Avec,

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS

→ Etat limite d'ouverture des fissures (article B6.3, P125) [cba]

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification à faire.

→ Etat limite de compression de béton

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

Avec,

σ_{bc} = contrainte limite du béton

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d$$

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

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0.9. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres.						
Poutre	Zone	M_{ser}	Y	I	σ_{bc}	observation
		(KN.m)	(m)	(m ⁴)	(MPa)	
Poutres associées aux voiles						
P.Prin	Travée	51,80	0.128	8.06 10 ⁻⁴	8.23	Vérifiée
	Appui	-100,42	0.164	10.79 10 ⁻⁴	12.90	Vérifiée
P.Second	Travée	33,15	0.149	10.79 10 ⁻⁴	4.61	Vérifiée
	Appui	-59,39	0.149	10.79 10 ⁻⁴	8.26	Vérifiée
Poutres non associées aux voiles						
P.Prin	Travée	51,80	0.128	8.06 10 ⁻⁴	8.23	Vérifiée
	Appui	-100,42	0.164	10.79 10 ⁻⁴	12.90	Vérifiée
P.Second	Travée	33,15	0.149	10.79 10 ⁻⁴	4.61	Vérifiée
	Appui	-59,39	0.149	10.79 10 ⁻⁴	8.26	Vérifiée

→ Etat limite de déformation

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{M_0}\right) \times l \dots (1) \\ A_{travée} \leq \frac{4.2bd}{f_e} \dots \dots \dots (2) \dots \text{(Article B.6.5.1, P.125-126) [BAEL]} \\ l \leq 8m \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Avec,

h= hauteur de la poutre ;

M_t= moment fléchissant maximale en travée ;

b= largeur de la poutre ;

d= hauteur utile de la poutre ;

f_e= limite d'élasticité de l'acier (MPa) ;

A_{travée}= section d'armature choisie en travée.

Exemple de calcul

Nous prenons comme exemple la poutre principale (30X40) non associée aux voiles, nous aurons donc :

$$(1) \rightarrow h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{M_0}\right) \times l = \max\left(0.0625; \frac{74.37}{10 \times 21.64}\right) \times 5.2 = 0.33$$

$h = 0.3m < 0.33m \rightarrow$ Condition non vérifiée.

$$(2) \rightarrow A_{travée} \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow A_{travée} = 6.79 \text{ cm}^2 < \frac{4.2 \times 0.3 \times 0.73}{400} = 22.99 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

condition vérifiée.

$$(3) \rightarrow l = 5.2m < 8m \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition 1 étant non vérifiée, la flèche doit être vérifiée.

De la même manière nous avons vérifié ces conditions pour tous les autres types de poutres, celles-ci sont satisfaites, donc il y'a pas lieu de vérifier l'état limite de déformation.

5.2.2.2 Exemple du schéma de ferrailage

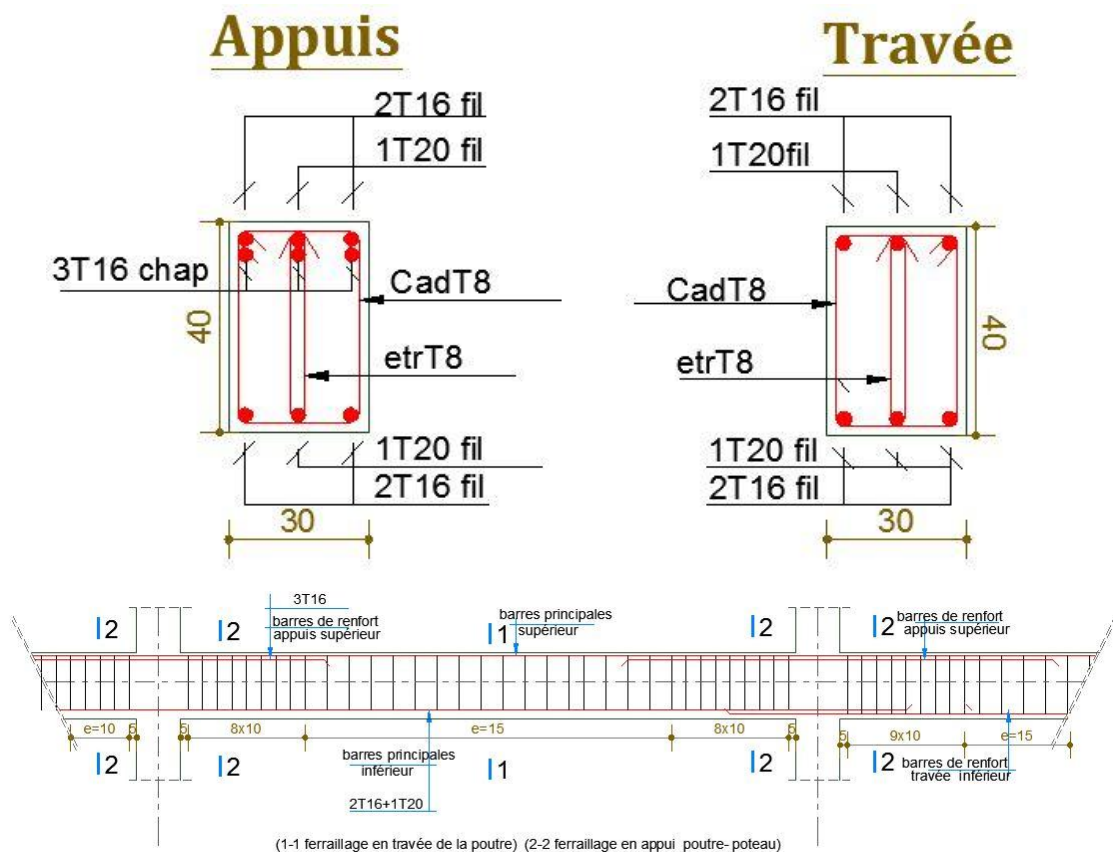


Figure 0.1. Schéma de ferrailage de poutre principale

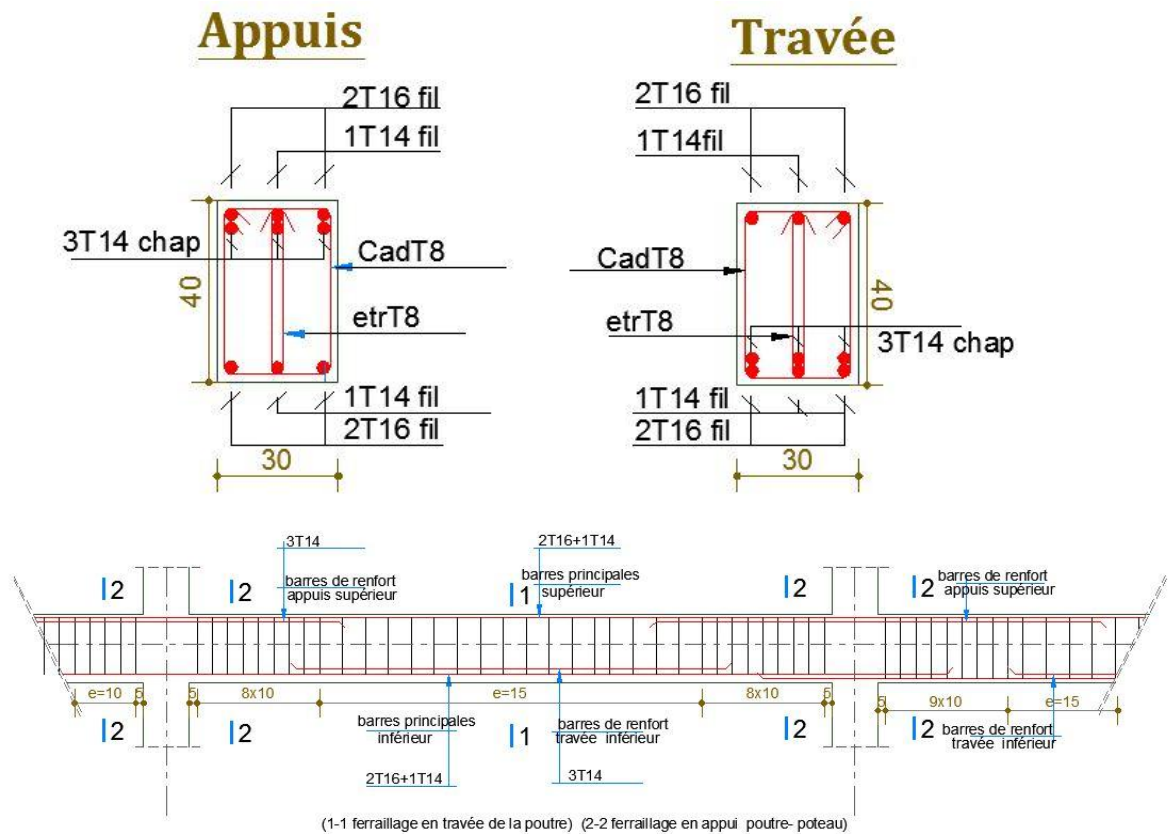


Figure 0.2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

5.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans ROBOT comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

5.3.1 Recommandation du RPA 99/ version 2003

5.3.1.1 Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1) [7]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de,

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).

- Leur pourcentage maximal sera de,

$$\begin{cases} A_{max} = 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante).} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement).} \end{cases}$$
- Le diamètre minimal utilisé sera, $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.
- longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.
- L'espacement (S_t) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs l' et h' à prendre en compte pour chaque barre sont données comme suit :

$$l' = 2h ; h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

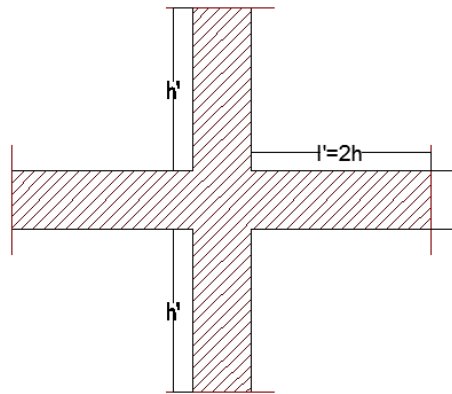


Figure 5.3. Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après :

Tableau 0.10. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.				
Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E-Sol et RDC	55x55	24.20	121	181.50
Etage 1, 2 et 3	50x55	22.0	110	165.00
Etage 4 et 5	50x50	20.00	100	150.00
Etage 6 et 7	45x50	18.00	90	135.00
Etage 8 et 9	45x45	16.20	81	121.50

5.3.1.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ (Article 7.4.2.2 P62) [7]}$$

Avec,

V_u : 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_a : Un 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 : $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$ (en zone IIa).

→ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme

$$\text{suit : } \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; A_t/t.b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; A_t/t.b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

$$\text{Avec, } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = \text{longueur de flambement} = 0.7l_0$$

$$l_0 = \text{hauteur libre d'étage} = h_{\text{poteau}} - b_{\text{poutre}}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

5.3.2 Calcul des sollicitations

Les sollicitations à considérer sont :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} ; \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} ; \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} . \end{cases}$$

Tableau 0.11. Sollicitations dans les poteaux.

	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		NATURE
	N	M		N	M		M	N	
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)	
Sous sol	2680,68	-3,72	ELU	-696,22	-60,39	Sismique	109,86	202,46	ELU
RDC	2300,64	-1,01	ELU	-348,69	-24,81	Sismique	-123,57	1564,71	Sismique
Etage 1	2030,19	16,19	ELU	44,49	20,16	Sismique	-142,9	1411,27	Sismique
Etage 2	1796,44	16,86	ELU	69,2	-29,48	Sismique	-133,96	1235,73	Sismique
Etage 3	1559,4	15,07	ELU	58,57	-20,65	Sismique	133,43	617,17	Sismique
Etage 4	1327,81	13,22	ELU	35,15	-18,33	Sismique	-111,88	857,02	Sismique
Etage 5	1103,39	14,72	ELU	3,6	4,73	Sismique	117,71	146,05	Sismique
Etage 6	882,88	11,21	ELU	60,62	-21,32	Sismique	-99,61	556,02	Sismique
Etage 7	667,45	11,81	ELU	45,88	27,97	Sismique	-96,89	414,84	Sismique
Etage 8	454,11	9,56	ELU	-9,17	20,58	Sismique	-70,29	277,8	Sismique
Etage 9	245,36	14,39	ELU	-20,38	-15,26	ELU	-81,67	112,13	Sismique

5.3.3 Calcul du ferrailage

5.3.3.1 Ferrailage longitudinal

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 N_{max} &= 2680.68 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -3.72 \text{ KN.m}; \\
 N_{min} &= -696022 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -60.39 \text{ KN.m}; \\
 M_{max} &= 202.46 \text{ KN} \rightarrow N_{corr} = 109.86 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Déterminer la section de ferrailage

Cas 1 : $N_{max} = 2680.68 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -3.72 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{3.72}{2680.68} = 0.138 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

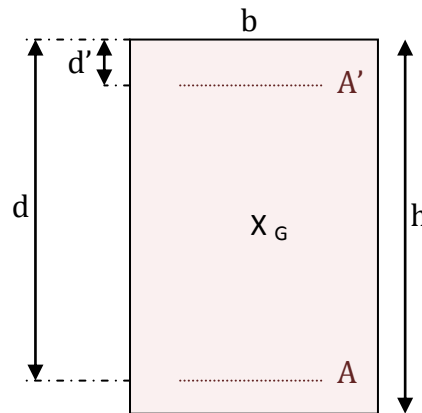


Figure 0.4. Section du poteau à ferrailer.

Pour ce cas nous devons d'abord vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \geq N_u(d - d') - M_{uA}$$

Avec,

$h = 55 \text{ cm}$, $b = 55 \text{ cm}$;

$d = 52 \text{ cm}$;

$d' = 5 \text{ cm}$ (cas plus défavorable);

N_u = L'effort de compression = 2680.68 KN ;

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.72 + 2680.68(0.52 - 0.275) = 660.48 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$\begin{aligned} \{ N_u(d - d') - M_{uA} &= 2680.68(0.52 - 0.05) - 660.48 = 599.43 \text{ KN.m} \\ (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} &= (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 14.2 = 622.20 \text{ KN.m} \\ \Rightarrow 622.22 > 599.43 &\rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{660.48 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.52^2} = 0.312$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; A \neq 0 ;$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_L \right) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \varepsilon_L ; \varepsilon_L = 1.74 \cdot 10^{-3} \text{ (FeE400)} \rightarrow \varepsilon_{sc} = 4.736 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sc} = 4.736 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_L = 1.74 \cdot 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \left\{ \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.485 \right. &\Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 45.28 \text{ cm}^2 \\ \left. z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.419 \text{ m} \right. \end{aligned}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 42.49 \cdot 10^{-4} - \frac{2680.68 \cdot 10^{-3}}{348} = -31.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Cas 2 : $N_{max} = -696.22 \text{ kN} \rightarrow M_{corr} = -60.39 \text{ kN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{60.39}{696.22} = 8.67 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET) et le calcul sera fait comme suit :

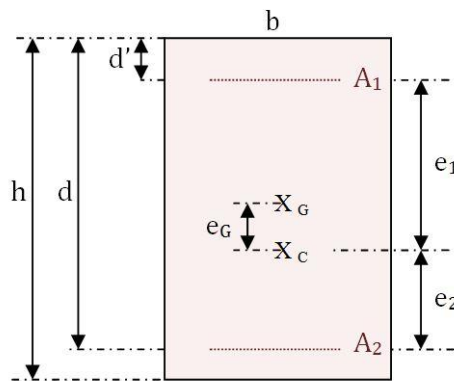


Figure 0.5. Section à ferrailer.

Calcul des armatures A_1 et A_2

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st}(d-d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st}(d-d')}$$

Avec,

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{55}{2} - 5\right) + 8.67 = 31.17 \text{ cm}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (52 - 5) - 31.17 = 15.83 \text{ cm}$$

AN

$$\rightarrow A_1 = \frac{696.22 \cdot 10^{-3} \times 0.158}{348(0.52 - 0.05)} = 6.72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_2 = \frac{696.22 \cdot 10^{-3} \times 0.311}{348(0.52 - 0.05)} = 1.32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Calcul de A_{min}

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.55^2 \times 2.1}{400} = 1.58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$D'où : \begin{cases} A_1 = 6.72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{min} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} \\ A_2 = 1.32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{min} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} \end{cases}$$

Cas 3 : $N_{max} = 1564.71 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -123.57 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{123.57}{1564.71} = 7.89 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 123.57 + 1564.71(0.52 - 0.275) = 506.92 \text{ KN.m}$$

$D'où :$

$$\begin{cases} N_u(d - d') - M_{ua} = 1564.71(0.52 - 0.05) - 506.92 = 228.49 \text{ KN.m} \\ (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 14.2 = 622.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Rightarrow 622.22 > 228.49 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{506.92 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.52^2} = 0.240$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; A \neq 0 ;$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_L \right) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \varepsilon_L ; \varepsilon_L = 1.74 \cdot 10^{-3} \text{ (FeE400)} \rightarrow \varepsilon_{sc} = 4.736 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sc} = 4.736 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_L = 1.74 \cdot 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.348 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.447 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 32.55 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 42.49 \cdot 10^{-4} - \frac{2680.68 \cdot 10^{-3}}{348} = -12.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc,

Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on obtient $A = \max(0 ; 15.8 ; 0) \text{ cm}^2 = 15.80 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0.12. ferrailage des poteaux.

Niveaux	La section (cm ²)		Amin (cm ²)	Acalculée/face (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Choix de ferrailage
	b (cm)	h (cm)				
Sous sol	55	55	24,2	15.8	37.70	12T20
RDC	55	55	24,2			
Etage 1	50	55	22	4.2	24.13	12T16
Etage 2	50	55	22			
Etage 3	50	55	22			
Etage 4	50	50	20	4.6	20.36	4T16+8T14
Etage 5	50	50	20			
Etage 6	45	50	18	3.8	18.47	12T14
Etage 7	45	50	18			
Etage 8	45	45	16,2	3.6	16.84	8T14+4T12
Etage 9	45	45	16,2			

5.3.3.2 Ferrailage transversal

Soit a calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (55x55) cm²

$$A_{adoptée} = 12HA20 = 37.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, } \phi_l^{min} = 2 \text{ cm et } l_f = 2.884 \text{ m}$$

Calcul de la section de ferrailage transversale A_t

$$\rightarrow \lambda_G = \frac{2.884}{0.55} = 5.243 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à :

$$\bullet \quad t' \leq \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm}) \rightarrow t' \leq \min(20\text{cm}, 15\text{cm})$$

\rightarrow on adoptera alors $t' = 10\text{cm}$ en zone nodale

$$\bullet \quad t \leq 15\phi_l^{min} \rightarrow t \leq 30\text{cm}$$

\rightarrow on adoptera alors $t = 15\text{cm}$ en zone courante

D'où

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{2.5 \times 100.62 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} \times 0.15 = 1.71 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale A_t^{min}

$$\lambda_G = \frac{2.884}{0.55} = 5.243 > 5 \rightarrow \{A_t^{min} = 0.3\% t \times b_1$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% (0.15 \times 0.55) = 2.47 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume la résultante de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau 0.13. armatures transversales adoptées pour les poteaux.						
Niveaux	E. Sol	RDC	Etages 1 et 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9
Sections	55×55	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
$\phi_l^{min}(\text{cm})$	2.0	2.0	1,6	1,4	1,4	1,2
$l_f(\text{cm})$	193.2	288.4	193.2	193.2	193.2	193.2
λ_g	3.51	5.24	3.51	3.86	3.86	4.29
$V(KN)$	90.85	100.62	117.69	74.37	65.62	50.9
$t_{zone \text{ nodal}}(\text{cm})$	10	10	10	10	10	10
$t_{zone \text{ courante}}(\text{cm})$	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	2.5	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(\text{cm}^2)$	1,54	1.71	3.31	2.09	2.05	2.59
$A_t^{min}(\text{cm}^2)$	3.70	2.47	3.36	3.11	2.79	2.50
$A_t^{adop}(\text{cm}^2)$	2HA10+ 4HA8=3.58					

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

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

5.3.3.3 Vérifications nécessaires

Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1.P156) [6], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N_u^{max} \leq N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec,

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) : \text{Section réduite du poteau.}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2) P.62-63. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.14. vérification au flambement.

Niveaux	La section (cm ²)		l ₀ (cm)	l _f (cm)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _u ^{max} (KN)	Obs.
	b (cm)	h (cm)										
Sous sol	55	55	306.0	193.2	15.88	12.168	0.830	37.70	2809	4328.09	2252.04	vérifiée
RDC	55	55	442.0	288.4		18.164	0.807		2809	4206.14	1774.98	vérifiée
Etage 1	50	55	306.0	193.2	14.43	13.385	0.826	24.13	2544	3897.57	1567.74	vérifiée
Etage 2	50	55	306.0	193.2		13.385	0.826		2544	3897.57	1385.25	vérifiée
Etage 3	50	55	306.0	193.2		13.385	0.826		2544	3897.57	1202.48	vérifiée
Etage 4	50	50	306.0	193.2	14.43	13.385	0.826	20.36	2304	3529.44	1023.62	vérifiée
Etage 5	50	50	306.0	193.2		13.385	0.826		2304	3529.44	850.2	vérifiée
Etage 6	45	50	306.0	193.2	12.99	14.873	0.820	18.47	2064	3140.92	679.9	vérifiée
Etage 7	45	50	306.0	193.2		14.873	0.820		2064	3140.92	512.55	vérifiée
Etage 8	45	45	306.0	193.2	12.99	14.873	0.820	16.84	1849	2813.83	347.90	vérifiée
Etage 9	45	45	306.0	193.2		14.873	0.820		1849	2813.83	236.74	vérifiée

Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans 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.

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

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

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

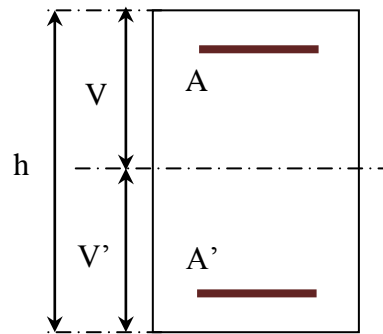


Figure 0.6. Section à ferrailer.

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

Tableau 5.15. Vérification des contraintes dans le béton						
Niveaux	E. Sol	RDC	Etages 1 et 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9
Sections	55×55	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
d (cm)	52	52	47	47	42	42
A (cm ²)	37.70	37.70	24.13	20.36	18,47	16.84
V (cm)	34.167	34.167	32.605	29,320	29.347	26.394
V' (cm)	20.833	20.833	22.395	20.680	20.653	18.606
I_{yy} (m ⁴)	0.0126	0.0126	0.0104	0.0076	0.0068	0.0050
N_{ser} (MN)	1.9475	2.3006	1.4808	0.9690	0.596	0.307
M_{ser} (MN.m)	0.0775	0.1235	0.0422	0.0646	0.0422	0.059
M_{serG} (MN.m)	0.2073	0.2769	0.1198	0.1065	0.0681	0.071
σ_{bc1} (MPa)	7.00	8.36	5.76	4.29	2.94	1.89
σ_{bc2} (MPa)	9.87	12.18	7.96	6.77	4.72	4.16
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003** (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 0.16. 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.
E. Sol	55×55	193.2	3.51	0,04	52	90.85	0.317	1.00	Vérifiée
RDC	55×55	288.4	5.24	0.075	52	100.62	0.351	1.875	Vérifiée
Etages 1 et 2 et 3	50×55	193.2	3.51	0,04	47	117.69	0.500	1.00	Vérifiée
Etages 4 et 5	50×50	193.2	3.86	0,04	47	74.37	0.316	1.00	Vérifiée
Etages 6 et 7	45×50	193.2	3.86	0,04	42	65.62	0.347	1.00	Vérifiée
Etages 8 et 9	45×45	193.2	4.29	0,04	42	77.37	0.409	1.00	Vérifiée

Dispositions constructives

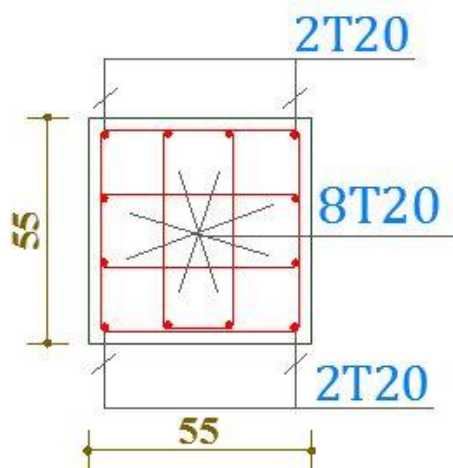
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65\text{cm}$.

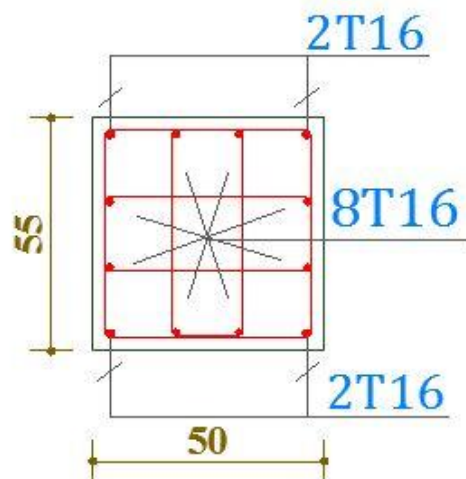
Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50\text{cm}$.

E/Sol+RDC



Etage 1+ 2+3



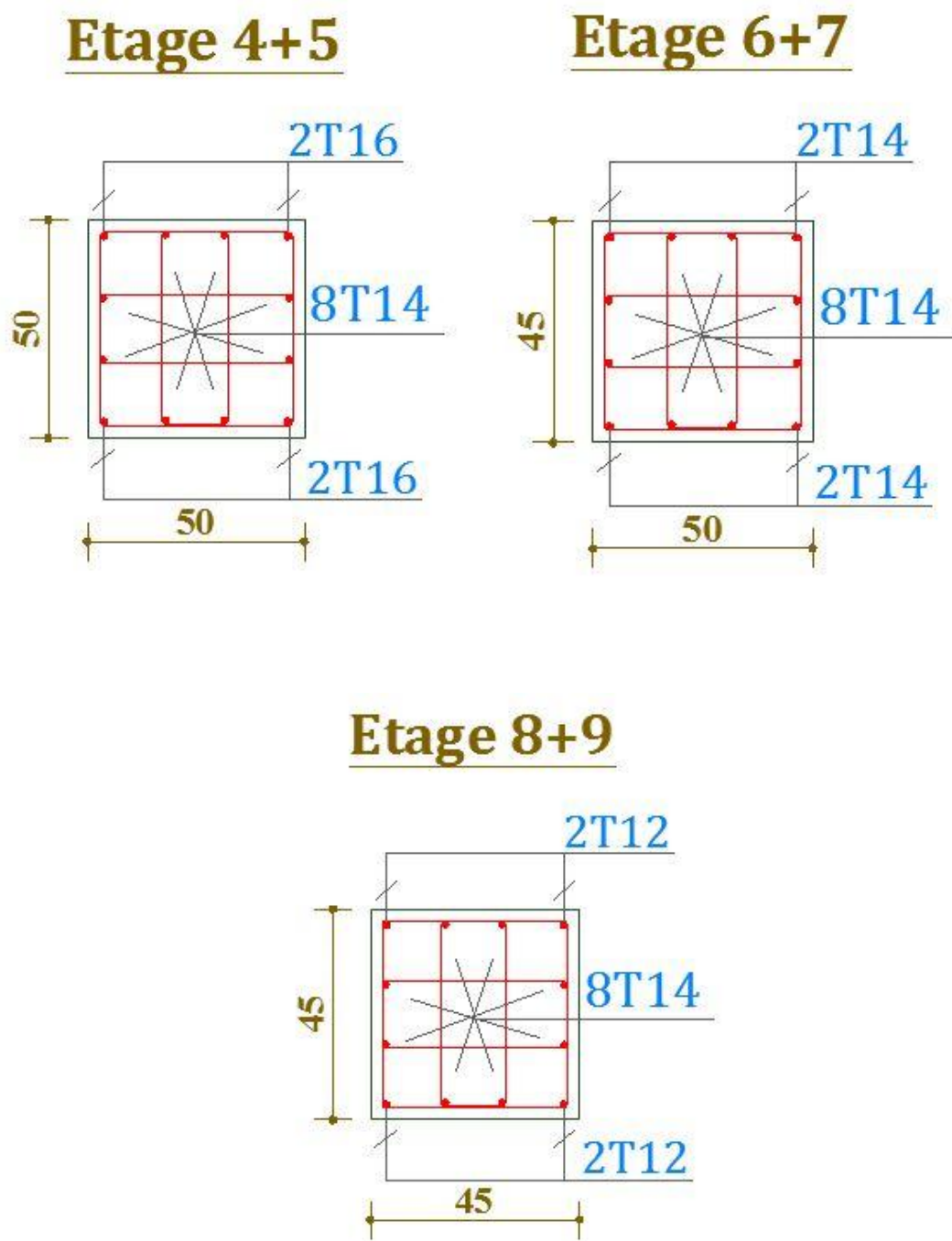


Figure 5.7. Les schémas de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

5.3.4 Vérification des zones nodales

Vérification de la zone nodale

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

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

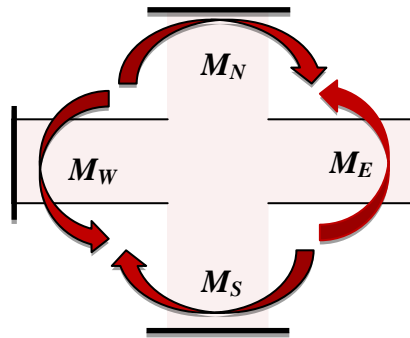


Figure 0.8. Schéma de la zone nodale

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 0.17. Moments résistants dans les poteaux.					
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	55	49.5	37.7	348	649.42
E. Sol	55	49.5	37.7	348	649.42
Etages 1	55	49.5	24.13	348	415.663
Etages 2	55	49.5	24.13	348	377.876
Etages 3	55	49.5	2.13	348	377.876
Etages 4	50	45	20.36	348	318.838
Etages 5	50	45	20.36	348	318.838
Etages 6	50	45	18.45	348	260.034
Etages 7	50	45	18.45	348	260.034

Niveau 8	45	40.5	16.84	348	237.343
Niveau 9	45	40.5	16.84	348	237.343

Tableau 0.18. Moments résistants dans les poutres à tous les niveaux.

poutre	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
PP	0,4	0,36	13.19	348	165.244
PS	0,4	0,36	10.18	348	127.535

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant

Tableau 0.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Observation
<i>E.Sol</i>	649.42	649.42	1298.84	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>R.D.C</i>	649.42	415.66	1065.08	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag1</i>	415.66	415.66	831.32	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag2</i>	415.66	415.66	831.32	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag3</i>	415.66	318.84	734.50	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag4</i>	318.84	318.84	637.68	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag5</i>	318.84	288.93	607.77	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag6</i>	288.93	288.93	577.86	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag7</i>	288.93	237.34	526.27	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag8</i>	288.93	237.34	526.27	127.535	127.535	413.11	Vérifiée
<i>Etag9</i>	237.34	0	237.34	127.535	127.535	413.11	Non vérifiée

Tableau 0.20. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	1.25 (M _W +M _E) (KN.m)	Observation
<i>E.Sol</i>	649.42	649.42	1298.84	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>R.D.C</i>	649.42	415.66	1065.08	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag1</i>	415.66	415.66	831.32	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag2</i>	415.66	415.66	831.32	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag3</i>	415.66	318.84	734.50	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag4</i>	318.84	318.84	637.68	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag5</i>	318.84	288.93	607.77	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag6</i>	288.93	288.93	577.86	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag7</i>	288.93	237.34	526.27	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag8</i>	288.93	237.34	526.27	127.535	127.535	318.837	Vérifiée
<i>Etag9</i>	237.34	0	237.34	127.535	127.535	318.837	Non vérifiée

Commentaire :

D'après le RPA99/V2003 article 7.6.2 la vérification de la zone nodale n'est pas nécessaire aux deux derniers niveaux pour des bâtiments dont le nombre d'étage est supérieur à R+2.

5.4 Étude des voiles

5.4.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

5.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003

Armatures verticales (Article.7.7.4.1) [7]

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec, l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armatures Horizontal (Article.7.7.4.2) [7]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Règles communes (Article.7.7.4.3) [7]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

→ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

→ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.4.3 Calcul des sollicitations

les sollicitation dans les voiles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 0.21. calcul des sollicitations dans les voiles.						
voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN.m)
E.Sol / RDC / Etage 1						
xx(0,15*1,5)	-65,1	31,67	-1231,39	7,65	57,36	-841,88
xx(0,2*1,5)	-141,78	172,41	-1540,92	-12,15	-358,25	-1431,09
yy(0,2*3)	-511,09	723,74	-1948,46	3,29	1439,02	-632,88
yy (0,2*1,5)	-639,35	210,32	-1919,5	2,88	210,64	-1102,95
yy(0,15*1,5)	-555,77	2,86	-1390,22	-22,44	-48,2	-730,67
Etages 2, 3 et 4						
xx(0,15*1,5)	-27,93	13,08	-1075,73	-9,54	-66,4	-627,67
yy(0,15*2,8)	-350,54	137,04	-1285,16	-15,86	-220,62	-853,18
yy(0,15*1,5)	-382,21	-1,39	-1187,78	-15,72	-31,42	-651,22
Etages 5, 6 et 7						
xx(0,15*1,5)	3,42	7,65	-1075,73	-9,54	-66,4	-627,67
yy(0,15*2,6)	-181,07	85,36	-1285,16	-15,86	-220,62	-853,18
yy(0,15*1,5)	-204,17	-1,17	-1187,78	-15,72	-31,42	-651,22
Etages 8 et 9						
xx(0,15*1,5)	-43,69	5,69	-319,99	11,56	36,99	-106,12
yy(0,15*2,4)	-1,63	80,19	-298,7	27,51	105,81	-114,47
yy(0,15*1,5)	-79,38	7,95	-341,97	-22,48	-22,48	-341,97

5.4.4 Calcul du ferrailage dans les voiles

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.

Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h$

Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

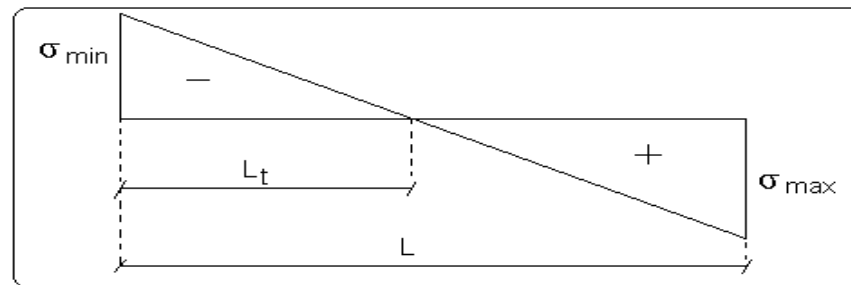


Figure 0.9. Schéma des contraintes

Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t$$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm})$$

Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm})$$

Ferraillage des voiles

Voiles suivant XX

Le ferraillage des voiles disposés dans le sens xx sont ferrailés de la même manière suivant le voile V_{x1} où nous avons enregistré les sollicitations maximales, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.22. ferraillage du voile V_{x1}.					
Niveau	RDC+S.SOL	Etage 1	Etage ,2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
Section (L*e) cm ²	1,5*0,2	1,5*0,15	1,5*0,15	1,5*0,15	1,5*0,15
N(KN)	12,15-	7,65	-9,54	-19,57	11,56
M(KN.m)	-1540,92	-1231,39	-1075,73	-705,15	-319,99
V(KN)	-152,48	56,38-	-37,23	32,23	-37,9
τ (MPa)	0.79	0.39	0.26	0.22	0.26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L tendue (m)	0.73	0.73	0.72	0.67	0.64
AV calc (cm ²)	18.66	14.78	13.13	9.09	4.27
AV min (cm ²)	4,5	3,375	3,375	3,375	3,375
AV adop/face (cm ²)	10.05	7.70	7.70	5.65	3.93
N barre/face	5T16	5T14	5T14	5T12	5T10
St (cm)	15	15	15	15	15
Ah cal (cm ²)	0.99	0.37	0.24	0.21	0.25
Ah min (cm ²)	0.26	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop (cm ²)	1.13	0.79	0.79	0.79	0.79
N barre/face/ml	5T12	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25	25

Voiles suivant YY

Le ferraillage des voiles disposés dans le sens yy sont ferrailés comme suit :

→ Les voiles V_{yA} et V_{yF} représente une réduction de longueur, donc ils seront ferrailés de la même manière suivant les sollicitations maximales enregistré dans le voile V_{yA}

→ Le voile V_{yD} n'a pas de réduction de longueur, donc il sera ferrailé séparément.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 0.23. ferrailage du voile V_{yA} .

Niveau	RDC+ESOL+1er ETAGE	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
Section ($L \cdot e$) cm^2	(3*0,2)	(2,8*0,15)	(2,6*0,15)	(2,4*0,15)
N(KN)	3,29	-15,86	-5,15	27,51
M(KN.m)	-1948,46	-1285,16	-782,55	-298,7
V(KN)	-373,21	-147,91	100,16	81,39
τ (MPa)	0.79	0.55	0.40	0.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
L tendue (m)	1.49	1.36	1.28	0.92
AV calc (cm^2)	23.64	15.80	9.75	4.07
AV min (cm^2)	9	6,3	5,85	5,4
AV adop/face (cm^2)	12.06	9.24	6.79	3.93
N barre /face	6T16	6T14	6T12	5T10
St (cm)	25	25	25	20
Ah cal (cm^2)	1.21	0.51	0.37	0.33
Ah min (cm^2)	0.60	0.45	0.45	0.45
Ah adop (cm^2)	1.13	0.79	0.79	0.79
N barre /face/ml	5T12	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

Tableau 0.24. ferrailage du voile V_{yD} .

Niveau	RDC+ ESOL	1er ETAGE	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
Section ($L \cdot e$) cm^2	(1,5*0,2)	(1,5*0,15)	(1,5*0,15)	(1,5*0,15)	(1,5*0,15)
N(KN)	2,88	-22,44	-15,72	-19,57	-22,48
M(KN.m)	1919,5-	-1390,22	-1187,78	-773,13	-341,97
V(KN)	110,46-	101,39	77,65	84,09	80,58
τ (MPa)	0.57	0.70	0.54	0.58	0.56
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L tendue (m)	0.75	0.70	0.71	0.67	0.55
AV calc (cm^2)	22.43	16.75	14.48	9.89	4.74
AV min (cm^2)	4,5	3,375	3,375	3,375	3,375
AV adop/face (cm^2)	12.06	9.24	7.70	5.65	3.93
N barre /face	6T16	6T14	5T14	5T12	5T10
St (cm)	15	15	15	15	15

Ah cal (cm ²)	0.72	0.66	0.50	0.55	0.52
Ah min (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop (cm ²)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
N barre /face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25	25

5.4.5 Schéma de ferrailage

L'exemple de schéma de ferrailage du voile V_{x1} au rez de chaussée (RDC).

Avec, $L = 150$ cm et $e = 20$ cm

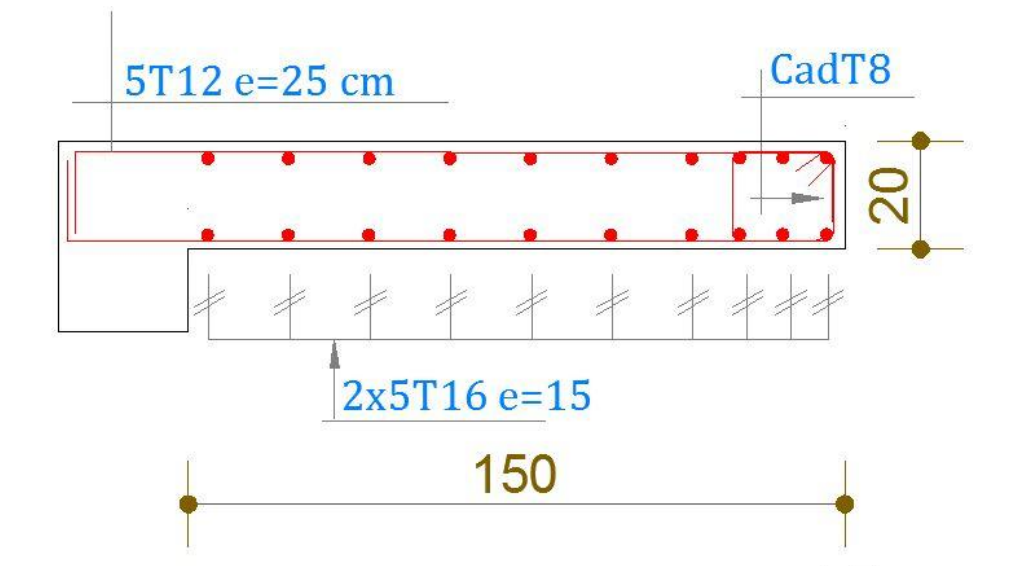


Figure 0.10. Exemple du schéma de ferrailage du voile V_{x1} du RDC.

5.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux. Le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA/99 modifiée 2003 et du BAEL.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important 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 6

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol, radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux..).

De ce fait nous distinguons trois (03) types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

6.2 Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- Les charges et surcharges transmises au sol ;

- La distance entre axes des poteaux ;
- L'économie et la facilité de réalisation.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi par le rapport de sol ; nous pouvons dire que les fondations superficielles sont les plus adéquates pour notre projet ; Pour ce faire nous allons procéder en premier lieu à la vérification des semelles isolées.

Combinaisons de calcul

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$

Calcul de la contrainte

Nous avons :

$$\begin{cases} \sigma_{adm} [ELS] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{adm} [ELU] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec,

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\begin{cases} \gamma_q = 2 \text{ à l'ELU} \\ \gamma_q = 3 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ($\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$)

Donc ;

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = \sigma_{ELS} \times 3 \Rightarrow \sigma_{Elu} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{Elu} = \frac{3}{2} \times 1.6 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_{Elu} = 2.4 \text{ bars}$$

6.2.1 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder a une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \dots \dots (1)$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ROBOT structural (version16), $N = 2680.68 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle, $S = A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bar}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons :

$$\sigma_{ELU} = 2.4 \text{ bar}$$

Cas statique A l'ELU,

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort $N = 2680.68 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{2680.68}{240}} \Rightarrow B \geq 3.34 \text{ m}$$

Cas dynamique A l'ELA,

Sous les combinaisons $G+Q+E_{x,y}$ et $0.8G \mp E_{x,y}$, nous avons un effort $N = 2529.85 \text{ KN}$ $[G+Q+E_y]$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELA}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{2529.85}{240}} \Rightarrow B \geq 3.24 \text{ m}$$

$$\sigma_{ELS} = 1.6 \text{ bar}$$

A l'ELS

Sous la combinaison G+Q nous avons un effort $N = 1947.55 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{1947.55}{160}} \Rightarrow B \geq 3.48 \text{ m}$$

Commentaire :

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B=3.48\text{m}$ la semelle isolée ne passe pas.

6.2.2 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (pour notre cas il s'agit de la file D dans le sens yy).

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec,

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$D'où : S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Cas statique A l'ELU

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 12797.94 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{12797.94}{240 \times 23.3} = 2.28 \text{ m}$$

Cas dynamique A l'ELA

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 11717.77 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{11717.77}{240 \times 23.3} = 2.10 \text{ m}$$

A l'ELS

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9305.61 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9305.61}{160 \times 23.3} = 2.49 \text{ m}$$

Commentaire

Nous remarquons que la semelle filante peut passer limite limite, ceci dit quand nous allons introduire les moments, la semelle filante peut ne pas satisfaire les conditions de résistances.

Comme notre bâtiment présente également une différence de niveaux entre la partie A (R+5) et la partie B (R+9), nous préférons opter pour un radier général afin de mieux rigidifier les fondations et éviter d'éventuels tassements différentiels.

6.2.3 Vérification d'un radier général

Étant donné que les deux premières vérifications ne sont pas observées, nous opterons pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dans le but d'augmenter sa rigidité, nous opterons pour un radier avec nervures supérieur.

Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

6.1 Dimensionnement du radier

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste essentiellement à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de résister aux différentes sollicitations qui lui seront appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante.

• Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$$

Avec,

S_{rad} : Surface totale du radier

N : effort normal total transmis par l'ouvrage (le plus défavorable)

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

A partir de l'équation (*), nous aurons :

ELU :

$$\Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{52263.97}{240} = 217.76 \text{ m}^2$$

ELA :

$$\Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{38053.37}{240} = 158.55 \text{ m}^2$$

ELS:

$$\Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{38053.37}{160} = 237.83 \text{ m}^2$$

Nous remarquons, que la section la plus défavorable est celle prise à l'ELS ; donc le dimensionnement se fera à l'ELS.

Soit :

$$S_{rad} \geq \frac{38053.37}{160} = 237.83 \text{ m}^2$$

Nous avons la surface du bâtiment $S_{bat} = 438.8 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{rad}$; Donc nous pouvons prendre $S_{rad} = S_{bat} = 438.8 \text{ m}^2$

Le radier est considéré comme infiniment rigide, il convient donc de satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \dots \dots \dots \text{pour la dalle}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots \text{pour les nervures}$$

Avec,

h_r : Hauteur de la dalle ;

h_t : Hauteur des nervures ;

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs,

(Soit $L_{max} = 5.2 \text{ m}$).

AN : nous avons,

$$h_r \geq \frac{520}{20} \Rightarrow h_r = 26 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{520}{10} \Rightarrow h_t = 52 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) ; donné par la relation suivante :

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

I : inertie de la semelle avec ; $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

Nous aurons donc :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.2^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3.216 \cdot 10^7}} = 0.7652 \text{ m}$$

Donc, $h_t \geq 76.52 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.80^3 \times 3.216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m}$$

$L_{\max} = 5.2 \leq \frac{\pi}{2} \cdot 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

- **Condition de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \end{cases}$$

A partir de cette condition ; nous devons définir les paramètres suivant :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} ; \quad q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}}$$

Avec,

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

(Soit $L_{\max} = 5.2 \text{ m}$).

V_u : Effort tranchant

Donc :

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_u = \frac{52263.98 \times 5.20}{2 \times 438.8} = 309.677 \text{ KN}$$

De (1) \Rightarrow

$$d \geq \frac{V_u \times b}{\bar{\tau}_u} = \frac{309.677 \cdot 10^{-3} \times 1}{1.16} = 0.266 \text{ m}$$

A partir de ces trois (03) condition ; nous opterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 438.8 \text{ m}^2$

6.1.1 Vérifications nécessaires

Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Article A.5.2, 42), nous devons vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Article (A. 5.2,42)[5]}$$

Avec,

N_d : Effort normal ramené par le poteau le plus sollicité ;

h_t : Hauteur totale 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 $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.80 = 1.35 \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.80 = 1.35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.40 \text{ m.}$$

AN :

$$N_d = 2.680 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.40 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} = 3.24 \text{ MN}$$

\Rightarrow Donc, pas de risque de rupture par poinçonnement.

– 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. Nous sommes dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{min,max}}$: Etant la contrainte minimale, maximale respectivement sous le radier, exprimé par l'expression suivante : $\sigma_{\text{min,max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} (X_G, y_G)$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol à l'ELS.

D'après le programme « SOCOTEC », nous avons les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 19464.283 \text{ m}^4 \\ I_y = 13439.925 \text{ m}^4 \end{cases}, \begin{cases} X_G = 9.56 \text{ m} \\ Y_G = 11.28 \text{ m} \end{cases}, \begin{cases} M_x = 31.057 \text{ MN.m} \\ M_y = 41.225 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Sens xx

Données :

$$N = 38.0533 \text{ MN} ; M_x = 31.057 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 19464.283 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{38.0533}{438.8} + \frac{31.057}{19464.28} \times 11.28 = 0,104 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{38.0533}{438.8} - \frac{31.057}{19464.28} \times 11.28 = 0,068 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,104 + 0,068}{4} = 0,095 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

⇒ Donc la contrainte est vérifiée selon le sens xx.

Sens yy

Données :

$$N = 38.0533 \text{ MN} ; M_y = 41.225 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 13439.925 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{38.0533}{438.8} + \frac{41.225}{13439.925} \times 9.56 = 0,116 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{38.0533}{438.8} - \frac{41.225}{13439.925} \times 9,56 = 0,057 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,116 + 0,057}{4} = 0,101 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

⇒ Donc la contrainte est vérifiée selon le sens yy.

Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq \sigma_{hydro} = f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec,

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité) ;

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (poids volumique de l'eau) ;

$S_{rad} = 438.8 \text{ m}^2$ (surface du radier) ;

$H = 3.06 \text{ m}$ (hauteur de la partie ancrée du bâtiment) ;

$$N = 38.053 \text{ MN}$$

AN :

$$N = 38053.37 \text{ KN} > 1.15 \times 3.06 \times 385.9 \times 10 = 15441.37 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée ; le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique.

Vérification de la stabilité au renversement

Selon l'énoncé de l'article (10.1.5) du RPA 99/2003 ; nous devons procéder à la vérification suivante, tel que :

L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{Article (10.1.5)[7]}$$

Avec,

M : force verticale gravitaire ;

N : force sismique.

Nous aurons donc :

Sens xx

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow \frac{31.057}{38.053} = 0.816, \frac{B}{4} = \frac{9.56}{4} = 2.39$$

$$\Rightarrow 0.816 \leq 2.39$$

Sens yy

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow \frac{41.225}{38.053} = 1.083, \frac{B}{4} = \frac{11.28}{4} = 2.82$$

$$\Rightarrow 1.083 \leq 2.82$$

⇒ Pas de risque de renversement de la fondation.

6.2 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 nous adopterons le même ferrailage pour tout le radier.

Poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e$$

$$\Rightarrow G_0 = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

 Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations est donné par l'expression suivante :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0$$

Avec,

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = 52263.98 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 \Rightarrow Q_u = \frac{52263.98}{438.8} + 1.35(7.5)$$

$$\rightarrow Q_u = 129.231 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5.10 - 0.55 = 4.55 \text{ m} ; L_y = 5.20 - 0.55 = 4.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

 Evaluation des moments

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \quad \text{Annexe 3}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0392 \times 129.231 \times 4.55^2 \\ M_{0y} = 0.9322 \times 104.87 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 104.875 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 97.764 \text{ KN.m} \end{cases}$$

 Calcul des moments corrigés

$$\text{En travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 89.14 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 83.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -52.43 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau 6.1. Ferrailage du radier.

Sens	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	Amin (cm ²)	St (cm)
En travée							
x-x	0.1004	0.1325	0.2367	10.81	8HA14= 12.32	2.43	12.5
y-y	0.0936	0.1230	0.2376	10.04	7HA14= 10.74	2.4	14
En appuis							
x-x	0.0591	0.0763	0.2423	6.22	4HA14 = 8.04	2.43	25
y-y							

Les vérifications

Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$e = 30 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec,

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ (FeE400)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Nous aurons,

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.97)}{2} \times 100 \times 30 = 2.43 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Espacement des armatures

$$\text{Pour les deux sens : } S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Nous avons, $\rho > 0.4$ et une charge répartie,

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{129.231 \times 4.55}{2} \times \frac{4.65^4}{4.65^4 + 4.55^4} = 33.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{33.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.134 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$$

Avec,

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 38053.7 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow Q_s = \frac{38053.37}{438.8} + 7.5$$

$$\rightarrow Q_s = 94.221 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 90.70 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 86.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_{tx} = 77.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 73.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -45.35 \text{ KN.m}$$

- Vérification des espacements

$$\text{sens x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{sens y-y: } S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

A l'ELS

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 6.2. Vérification des contraintes dans le radier.

En travée										
Sens	M_t (kN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
X-X	77.09	12.32	0.099	$1.68 \cdot 10^{-3}$	4.542	15	Vérifiée	103.93	201.64	Vérifiée
Y-Y	73.56	10.78	0.094	$1.51 \cdot 10^{-3}$	4.579	15	Vérifiée	113.99	201.64	Vérifiée
En appui										
X-X Y-Y	45.35	8.04	0.083	$1.18 \cdot 10^{-3}$	3.18	15	Vérifiée	96.27	201.64	Vérifiée

Schéma de ferrailage

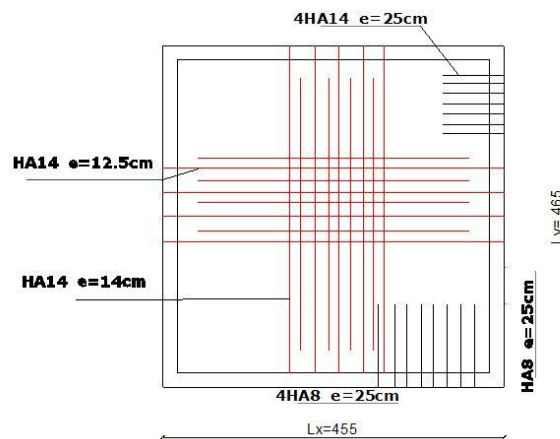


Figure 0.1. schéma de ferrailage du radier

6.3 Etude des nervures

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessif, nous disposons des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle : en effet les nervures sont des poutres continue renversée avec des charges transmises par le radier selon les lignes de ruptures correspondant a chaque panneau (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) comme indiquée dans la figure suivante :

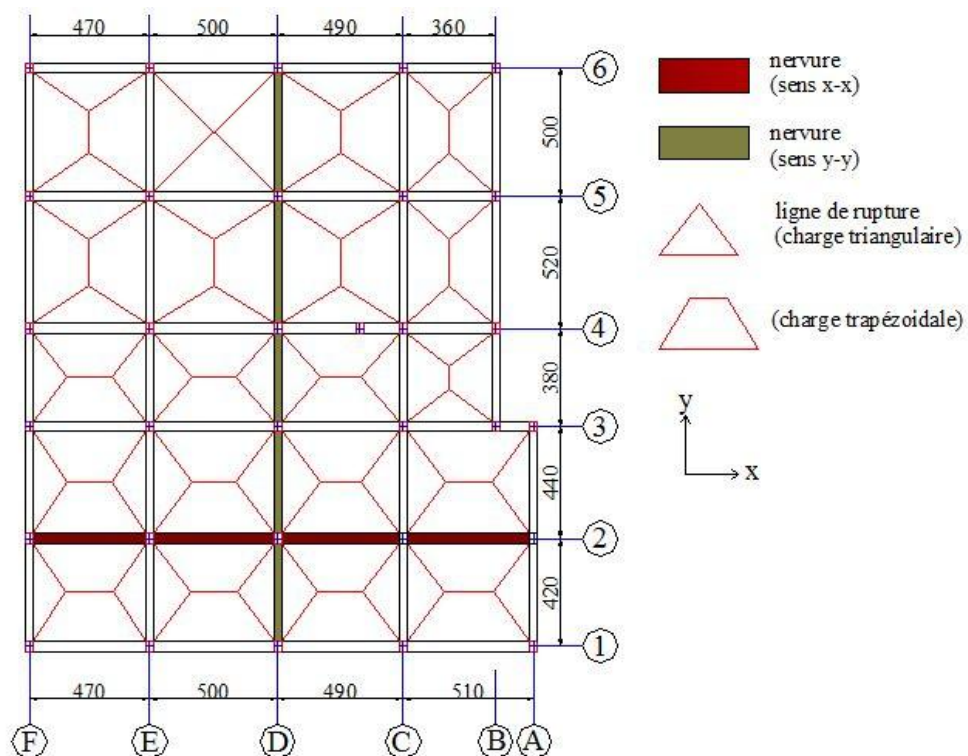


Figure 6.2. Schéma des lignes de ruptures de la dalle.

En considérant les nervures les plus sollicitée dans chaque sens, les charges résultant sur chaque travée sont ainsi illustrée dans les figures qui suivent :

Sens x-x

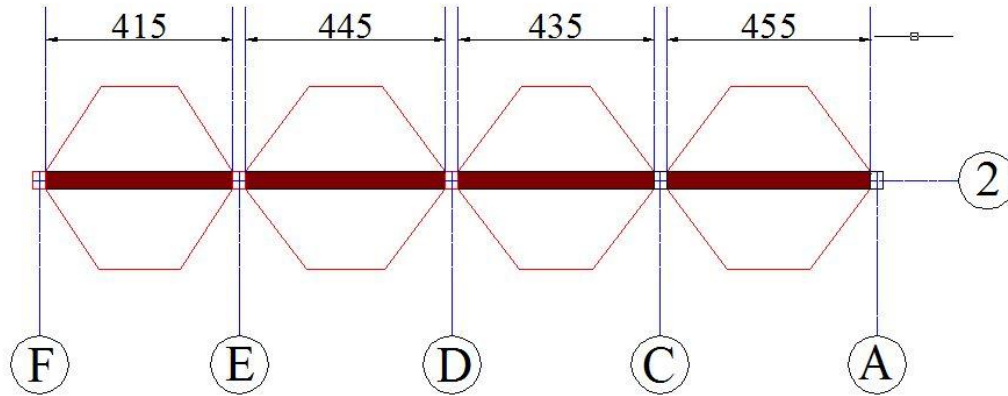


Figure 0.3. Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens X-X).

Sens Y-Y

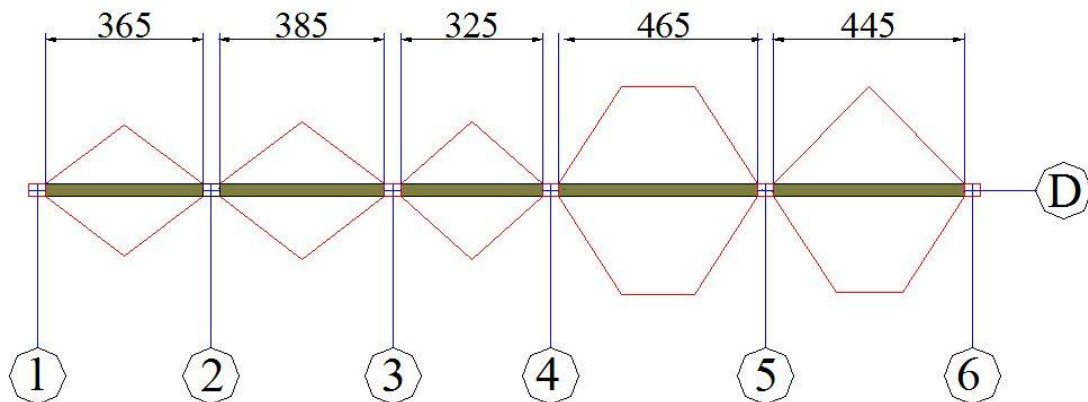


Figure 0.4. Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens Y-Y).

Remarque

Cependant, dans le but de simplifier les calculs, nous serons contraint de remplacer les charges transmises selon les lignes de ruptures (autrement dit ; charges trapézoïdales, triangulaires...) par des charges équivalentes uniformément réparties.

Tel que :

→ **Charge trapézoïdale**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec,

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}, \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

→ **Charge triangulaire**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, nous allons utiliser la méthode de «Caquot » :

- **Moments aux appuis** Article E.2.2, 1 [5]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_a = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec,

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8 l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

Sachant que pour l'appui de rive, nous avons :

$$M_a = -0.15 \times M_0$$

$$\text{Avec ; } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée** Article E.2.2,2 [5]

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

Avec,

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

- **Efforts tranchants** Article E.2.2, 3 [5]

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

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \quad [11]$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

Le calcul des sollicitations des nervures se fait de la même manière que les poutrelles, elles sont également ferrailées à la flexion simple

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3. calcul des sollicitations dans les nervures à l'ELU.									
Travée	L	q_m	M_g	M_d	x_0	M_0	M_t	V_g	V_d
	(m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
SENS X-X									
AB	4.70	381.46	0	-861.5	1.86	1009.17	666.58	713.13	-1079.7
BC	5.00	376.66	-861.5	-696.8	2.58	1175.63	399.29	974.58	-908.72
CD	4.90	378.64	-396.8	-945.0	2.31	1133	318.81	877.92	-978.32
DE	5.10	374.29	-945.0	0	3.04	1171.05	790.25	1139.75	-769.13

Tableau 6.4. calcul des sollicitations dans les nervures à l'ELU.

Travée	L	q_m	M_g	M_d	x_0	M_0	M_t	V_g	V_d
	(m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
SENS Y-Y									
AB	4.20	361.84	0	-660.49	1.66	763.62	501.78	602.60	-917.12
BC	4.40	379.39	-660.49	-461.46	2.32	914.69	359.09	879.21	-788.75
CD	3.80	372.42	-461.46	-588.38	1.80	589.24	67.72	588.64	-655.44
DE	5.20	406.93	-588.38	-997.65	2.39	1250.49	474.08	889.58	-1047
EF	5.00	406.93	-997.65	0	2.99	1222.80	821.74	1216.86	-817.8

Ferraillage des nervures

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que pour les poutrelles.

Dimensionnement de la nervure

$$h_t = 0.80 \text{ m}$$

$$h_r = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$d = 0.75 \text{ m}$$

La largeur efficace « b » de la dalle du radier qui intervient dans la résistance est définis par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10} \right)$$

Sens xx

$$\begin{cases} l_x = 3.80 - 0.65 = 3.15 \text{ m} \\ l_y = 3.60 - 0.65 = 2.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10} \right) \Rightarrow b = 1.23 \text{ m}$$

Sens yy

$$\begin{cases} l_x = 3.60 - 0.65 = 2.95 \text{ m} \\ l_y = 3.80 - 0.65 = 3.15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10} \right) \Rightarrow b = 1.28 \text{ m}$$

Les moments étant calculés préalablement dans le tableau précédent ; nous allons donc procéder à la détermination de la section d'acier correspondante.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Ferrailage des nervures.									
position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
						Filante	chapeau		
Sens X-X									
Travée	790.25	0.104	0.720	0.104	31.60	6HA25	6HA16	41.51	11.13
Appuis	821.74	0.104	0.720	0.104	32.80	6HA25	6HA20	48.30	11.59
Sens Y-Y									
Travée	-945.06	0.126	0.712	0.126	38.14	4HA32+2HA20	6HA16	50.51	11.13
Appuis	-997.65	0.128	0.711	0.128	40.29	4HA32+2HA20	6HA14	47.69	11.59

Remarque :

D'après les résultats obtenus, nous remarquons que le ferrailage est très important, pour des raisons économiques il est préférable d'augmenter la section de béton. Nous aurons donc :

$$h_t = 0.95 \text{ m}$$

$$h_r = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.55 \text{ m}$$

$$d = 0.92 \text{ m}$$

Le ferrailage après changement des dimensions sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6. Ferrailage des nervures.									
position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
						Filante	chapeau		
Sens X-X									
Travée	790.25	0.124	0.167	0.839	27.04	6HA25	6HA14	38.69	11.13
Appuis	821.74	0.129	0.174	0.837	28.20	6HA25	6HA16	41.51	11.59
Sens Y-Y									
Travée	-945.06	0.149	0.203	0.826	32.84	4HA25+2HA16	6HA20	42.51	11.13
Appuis	-997.65	0.157	0.215	0.822	34.86	4HA25+2HA16	6HA16	35.72	11.59

Armatures de peau

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires.

D'après Article A.7.3 [6], les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est

d'au moins 3 cm^2 de la longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction ($A_p = 3 \times h \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Nous avons : $h = 95 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.95 = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ par face}$.

Donc : on adopte 2HA14 = $3.08 \text{ cm}^2 / \text{face}$.

Armatures transversales

Pour les armatures transversales, nous opterons pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivante :

$$A_t = 6 \phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2 (3 \text{ cadres } \phi_{10})$$

Sachant que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{\min} ; \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) = (14 \text{ mm} ; 27.14 \text{ mm} ; 55 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_t = 14 \text{ mm}$$

- Vérification de l'espacement

Nous avons :

$$A_t = 3 \text{ cadres } \phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales, $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérifications nécessaires

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \bar{\tau} < \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens xx

$$\tau_u = \frac{1139.75 \times 10^{-3}}{1.23 \times 0.75} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens yy

$$\tau_u = \frac{1216.86 \times 10^{-3}}{1.28 \times 0.75} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$, la condition est vérifiée, ne présente pas de risque de rupture de cisaillement dans la nervure.

- Vérification des contraintes

Le calcul de la vérification est donné dans le tableau suivant :

Tableau 6.7. Vérification des contraintes dans les nervures.				
En travée				
Sens	M_t (kN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	Observation
X-X	536.91	6.98	172.57	vérifiée
Y-Y	670.21	8.45	197.09	vérifiée
En appui				
X-X	-642.40	8.16	193.20	vérifiée
Y-Y	-555.63	7.42	192.59	vérifiée

Schema de ferrailage

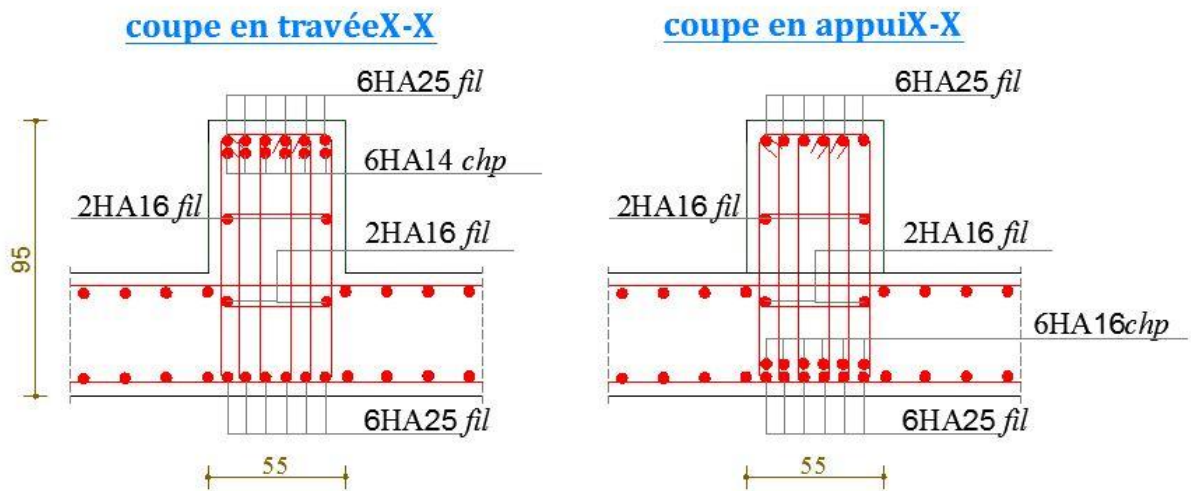


Figure 0.5. Schéma de ferrailage de la nervure suivant xx.

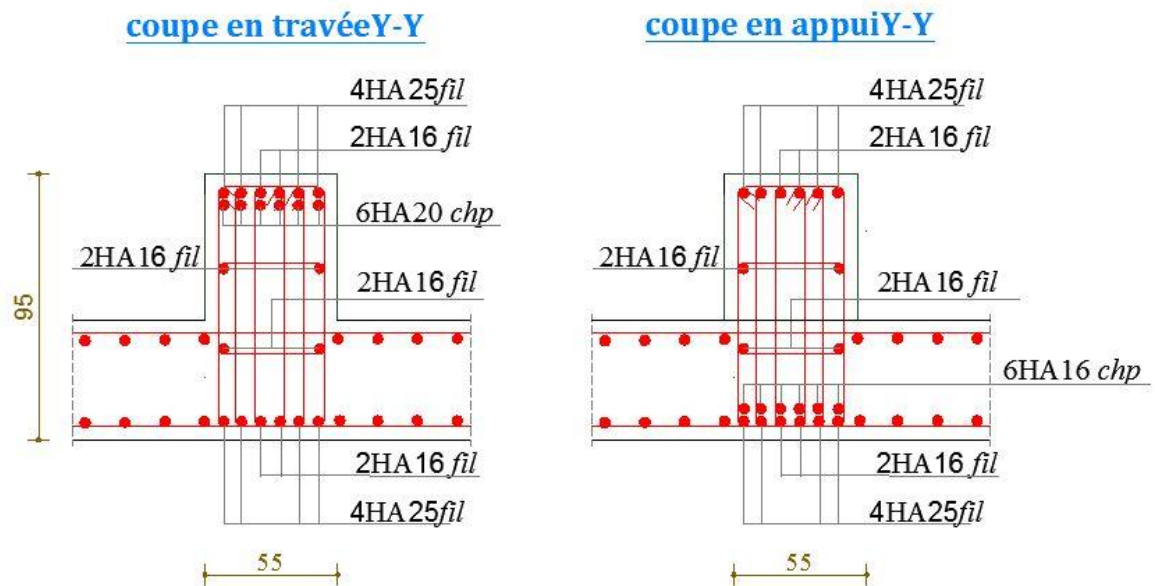


Figure 0.6. Schéma de ferrailage de la nervure suivant yy.

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

Dimensionnement du mur

La hauteur : $h = 3.06$ m

La longueur : $L = 5.20$ m

L'épaisseur : $e = 20$ cm

Caractéristique du sol

Poids spécifique : $\gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\phi = 24.36^\circ$

Cohésion : $C = 0.06$ bar

Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à plusieurs charges, à savoir :

- La poussée des terres ;
- La poussée des eaux ;
- La charge due a une surcharge future.
- **La poussée des terres**

$$G = h \times \left(\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Il est a noté que, nous négligerons l'effet de la cohésion car nous utilisons le TVO (Tout Venant du Oued) qui, donc n'a pas de cohésion ($c=0$).

Nous aurons donc :

$$G = h \times \left(\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 3.06 \times \left(20.9 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24.36}{2} \right) \right) - 2 \times 0 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24.36}{2} \right)$$

$$\boxed{G = 26.97 \text{ KN/m}^2}$$

- **La poussée des eaux**

L'action de l'eau est un critère important à ne pas négliger. En ce qui concerne notre cas, pour des raisons économiques, nous n'allons pas calculer cette force théoriquement afin d'éviter d'avoir une section d'armature importante du mur.

Cela étant, pour prendre en considération cette force afin d'éviter l'accumulation des eaux, nous devons mettre en œuvre des barbacanes à intervalles réguliers dans le mur. Il est également possible de renforcer ce système d'évacuation de l'eau avec un système de drainage complémentaire. (Voir schéma de ferrailage)

- **Charge due à la surcharge**

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharges $q=10\text{KN/m}^2$.

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 4.21 \text{ kn/m}^2$$

Ferrailage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

a. A l'ELU

La répartition des contraintes est représentée comme suit :

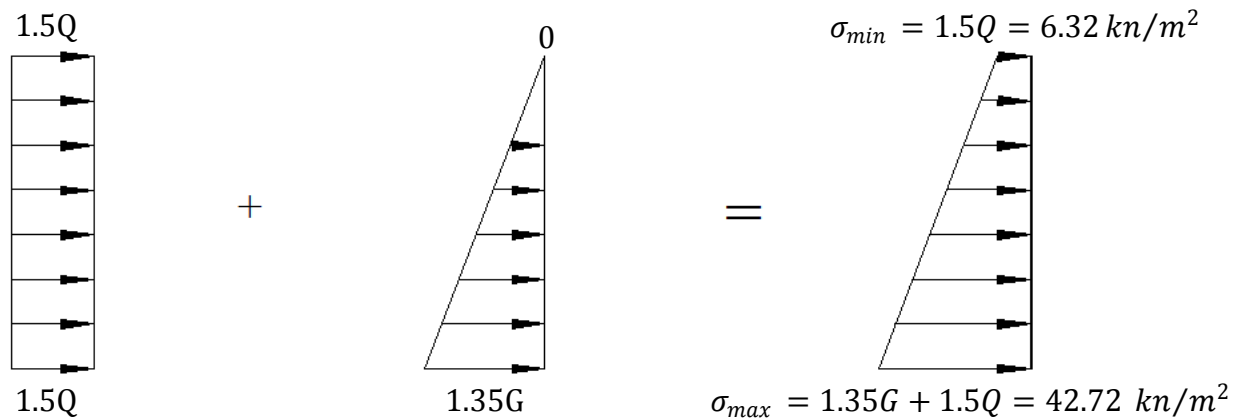


Figure 0.7. Répartition des contraintes sur le mur

Nous avons :

$$\sigma_{max} = 42.72 \text{ kn/m}^2; \sigma_{min} = 6.32 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 42.72 + 6.32}{4} = 33.62 \text{ kn/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5.10 - 0.55 = 4.55 \text{ m} ; L_y = 5.20 - 0.55 = 4.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Evaluation des moments

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0392 \times 33.62 \times 4.55^2 \\ M_{0y} = 0.9322 \times 27.28 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 27.28 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 25.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{En travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 23.19 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 21.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -13.64 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau 0.8. Calcul du ferrailage du mur adossé.								
sens		M	μ_{bu}	α	Z	Acalculée	Amin	A adopté
		(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml
En travée								
Travée	X-X	23.19	0.050	0.064	0.175	3.80	2	4HA14=6.16
Travée	Y-Y	21.61	0.047	0.060	0.175	3.53	2	4HA14=6.16
En appui								
Appui	X-X Y-Y	13.64	0.029	0.037	0.177	2.21	2	4HA12=4.52

Sachant que : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Vérifications

- Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Tels que :

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_u = \frac{33.62 \times 4.55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} = 51.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{51.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.286 \text{ Mpa} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

b. A l'ELS

Nous avons :

$$\sigma_{max} = G + Q = 31.18 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4.21 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.43 \text{ kn/m}^2$$

Evaluation des moments

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0465 \times 24.43 \times 4.55^2 \\ M_{0y} = 0.9543 \times 23.51 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 23.51 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 22.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{En travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 19.98 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 19.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -11.75 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 0.9. Vérification des contraintes dans le mur adossé.				
En travée				
Sens	M _t	σ _b	σ _s	Observation
	(kN.m)	(Mpa)	(Mpa)	
X-X	19.98	4.96	198.34	vérifiée
Y-Y	19.07	4.74	189.28	vérifiée
En appui				
X-X / Y-Y	11.75	3.29	157.06	Vérifiée

Schema de Ferrailage

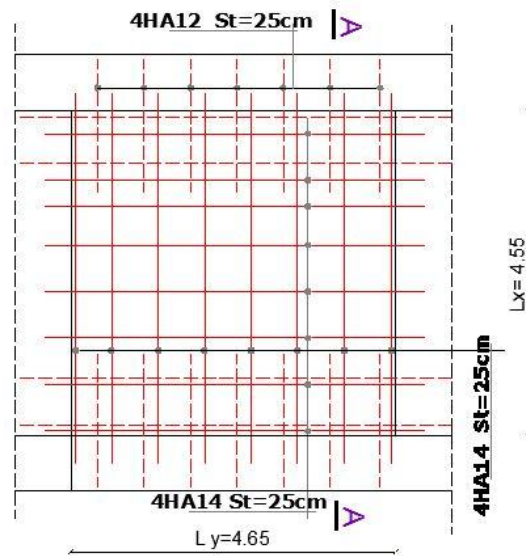


Figure 0.8. Schéma de ferrailage du mur adossé.

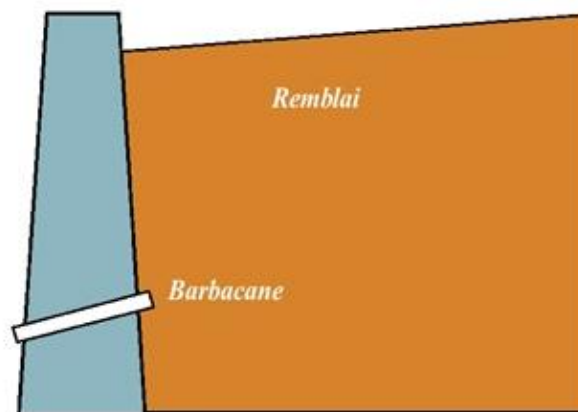
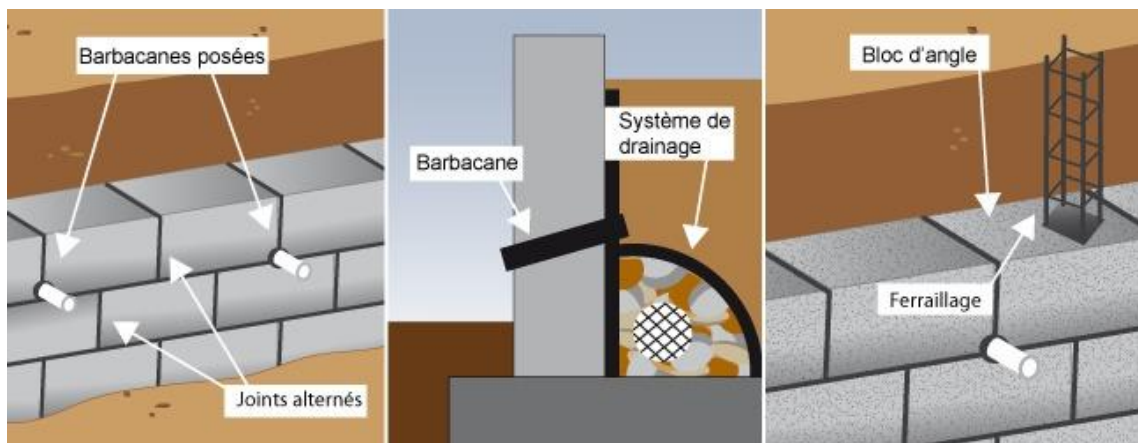


Figure 6.9. Images illustrant la mise en place d'un barbacane et d'un système de drainage dans un mur adossé.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif final d'une étude de génie civil, est l'obtention d'un ouvrage résistant. L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception.

Une étude fiable d'une construction est directement liée à une bonne reconnaissance de sol et au choix du système de contreventement, qui nous permet d'avoir un bon comportement de la structure, sans négliger la qualité des matériaux de construction pour éviter tout risque de ruine.

Pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

- La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, d'une part pour le choix de types de planchers et la présence de plusieurs murs de doubles cloisons sur les dalles pleines nous a mené à prévoir des poutres de chainages pour reprendre la charge de ce dernier et d'autre part, pour la disposition des voiles et la justification de l'interaction.
- La disposition des voiles ainsi que la rigidité des éléments principaux jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures a contreventement mixtes.
- Les sections minimales exigées par le RPA 99/2003 pour le ferrailage des éléments principaux sont importantes, car ces derniers jouent un rôle prépondérant dans la résistance de la structure.
- La vérification des moments résistants au niveau des noeuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- Pour l'infrastructure, le radier n'est pas le type de fondation le plus adéquat pour notre structure a savoir la présence de deux partie de différente rigidité soit, partie A (R+5) et partie B (R+9) pour éviter un tassement différentiels futur de la structure fallait opter pour le radier en prenant compte un moment équilibrant ou opter pour deux types de fondations séparés par un joint sismique.
- La modélisation par le logiciel ROBOT, est très simple, mais il demande une précision de manipulation.
- Pour terminer, l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propre aux calculs.

“ Savoir pour prévoir ; Prévoir pour agir “

Auguste conte

BIBLIOGRAPHIE

1. **Henri, RENAUD et Jacques, LAMIRAULT.** *Béton Armé - Guide de calcul.* s.l. : Foucher, 1993. ISBN 2-216-01646-2.
2. **M.Belazougui.** *Calcul des ouvrages en béton armé.* s.l. : OPU, 1986.
3. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitation. 1992
4. **Paul, Dinnequin.** *Cours supérieur de béton armé.* Paris : Eyrolles, 1983.
5. Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles,Troisième édition 2000.
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS,.
7. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
8. **Jean-Marie, Bouchart, Gilles, Cibois et Georges, de Haro.** *Initiation au béton armé.* Paris : Eyrolles, 1985.
9. **Hamouche, Sabiha et Tahakourt, Abdelkader.** Formulaire de calcul des sections en béton armé. *Programme de béton armé 1 et 2 - troisième année licence de génie civil.* Université de Béjaia : s.n., 2013.
10. **M.Tahakourt, Abdelkader.** Cours de béton armé 1&2. *3ème année genie civil.* Université de Béjaia. : s.n., 2014/2015.
11. **Mme H, Chikh Amer.** Cours de béton armé. *Master 1 genie civil option matériaux et structures.* Université de Béjaia. : s.n., 2015/2016.
12. **Denoël, Jean-François, et al.** HISTOIRE DE BETON ARME. *Patrimoine, Durabilité et Innovations.* Fédération de l'Industrie Cimentière Belge (FEBELCEM); Fédération Royale d'Associations Belges (FABI).
13. **M.Chelouah.** Cour de matériaux de construction (MDC). *3ème année genie civil.* Université de Béjaia. : s.n., 2014/2015.

ANNEXE 1

Tableau des sections d'armature

ANNEXE 2

rapport de sol

Tableau illustrant les valeurs de ρ

Valeurs de M1 et M2 pour $\rho = 1$