



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb de Blida



Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par:

MEHENNI AISSA KARIM

DJEDDI MOHAMED SABER

Encadré par :

Mr I. DERBAL

En vue de l'obtention du diplôme de Master 02 en:

Filière: Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Optimisation de la hauteur d'étage.

Année Universitaire 2020/2021



Remercîment

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. Derbal pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail. Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Blida, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

« MERCI »



Dédicace

*Je dédie avec grand plaisir, ce
modeste travail à : Tout d'abord je
tiens à remercier Dieu Tout
puissant ; Je puisse les honores ;*

A mon père ;

A ma chère mère ;

A mes chères sœurs ;

A toute ma famille ;

A mon binôme : SABER ;

Et tous mes amis proches ;

*Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Structure promotion
2020/2021.*



Dédicace

*Je dédie avec grand plaisir, ce
modeste travail à : Tout d'abord je
tiens à remercier Dieu Tout
puissant ; Je puisse les honores ;*

A mon père ;

A ma chère mère ;

A mes chères sœurs ;

A toute ma famille ;

A mon binôme : KARIM ;

Et tous mes amis proches ;

*Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Structure promotion
2020/2021.*

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Résumé

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 Définitions et types de planchers	
1.1. Introduction.....	3
1.2. Définition d'un plancher.....	3
1.3. Fonction principale.....	3
1.4. Eléments constitutifs.....	4
1.5. Typologie.....	4
1.5.1. Selon le système porteur vertical.....	4
1.5.2. Selon le matériau.....	5
1.5.3. Selon les ouvertures.....	5
1.6. Les différents types de planchers.....	6
1.6.1 Les planchers à corps creux.....	6
1.6.1.a. Définition les planchers à corps creux.....	6
1.6.1.b. Dimensions.....	6
1.6.1.c. Les poutrelles.....	7
1.6.1.d. Les entrevous (hourdis).....	7
1.6.1.e. La table de compression.....	8
1.6.1.f. Mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées.....	9
1.6.1.g. Critiques de ce mode de construction.....	10
1.6.1.h. Pose des planchers poutrelles – entrevous.....	10
1.6.2. Les planchers en béton armé (dalles).....	10
1.6.2.a. Les dalles pleines en béton armé.....	11
1.6.2.b. Dalles coulées en place.....	11
1.6.2.c. Les planchers champignons.....	12
1.6.2.d. Les planchers collaborant.....	13
1.6.3. Planchers nervurés.....	14
1.7. Les poutres normales et les poutres noyées.....	16
1.7.1. Définition.....	16
1.7.1.a. Poutre normale.....	16
1.7.1.b. Poutre noyée.....	16
1.7.2. Rôle des poutres.....	16
1.7.3. Sollicitations internes.....	17
1.8. Les revêtements du plafond.....	17
1.8.1. Introduction.....	17
1.8.2. Les plafonds suspendus.....	17
1.8.2.a. Les dalles de plafond.....	17
1.8.2.b. Plafond en lambris.....	18
1.8.3. Les plafonds tendus.....	20
1.9. Recherches sur les planchers.....	21
1.10. Problématique.....	22

1.11. Conclusion.....	22
Chapitre 2 : Etude des paramètres	
2.1. Introduction.....	24
2.2. Paramètre (régularité en plan)	24
2.2.1. Variante 1	24
2.2.2. Variante 2	25
2.2.3. Variante 3	26
2.3. Paramètre (régularité en élévation)	27
2.3.1. Variante 1	27
2.3.2. Variante 2	28
2.4. Paramètre (l'usage)	29
2.4.1. Variante 1	29
2.4.2. Variante 2.....	30
2.5. Paramètre (l'élancement)	30
2.5.1. Variante 1	30
2.5.2. Variante 2	31
2.5.3. Variante 3	31
2.6. Paramètre (longueur des travées)	31
2.6.1. Variante 1	32
2.6.2. Variante 2	32
2.7. Prédimensionnement	33
2.7.1. Introduction.....	33
2.7.2. Paramètre (régularité en plan)	33
2.7.2.a. Prédimensionnement des planchers	33
A. Variante 1.....	33
2.7.2.b. prédimensionnement des poutres.....	35
2.7.2. c. évaluation des charges et des surcharges.....	39
2.7.2.d. prédimensionnement des poteaux.....	41
B. Pré-dimensionnement variante 2	45
C. Pré-dimensionnement variante 3	45
2.7.3. Paramètre (régularité en élévation)	46
2.7.3.a. Pré-dimensionnement variante 1.....	46
2.7.3.b. Pré-dimensionnement variante 2	46
2.7.4. Paramètre (l'usage)	46
2.7.4.a. Pré-dimensionnement variante 1.....	46
2.7.4.b. Pré-dimensionnement variante 2	46
2.7.5. Paramètre (l'élancement)	46
2.7.5.a. Pré-dimensionnement variante 1.....	46
2.7.5.b. Pré-dimensionnement variante 2	47
2.7.5.c. Pré-dimensionnement variante 3.....	47
2.7.6. Paramètre (longueur des travées)	47
2.7.6.a. Pré-dimensionnement variante 1.....	47
2.7.6.b. Pré-dimensionnement variante 2	47
2.8. Conclusion.....	48
Chapitre 3 : Etude dynamique	
3. Introduction.....	50
3.1. Etude sismique	50
3.2. Paramètre (régularité en plan)	50
3.2.1. Variante 1	50
3.2.1.a. Introduction.....	50
3.2.1.b. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	50

3.2.1.c. Méthode statique équivalente...	50
3.2.1.d. Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3) ...	52
3.2.1.e. Etude dynamique...	56
3.2.1.f. Conclusion...	63
3.2.2. Etude dynamique variante 2	63
3.2.3. Etude dynamique variante 3	65
3.3. Paramètre (régularité en élévation)	67
3.3.1. Etude dynamique variante 1	67
3.3.2. Etude dynamique variante 2	67
3.4. Paramètre (l'usage)	69
3.4.1. Etude dynamique variante 1	69
3.4.2. Etude dynamique variante 2	69
3.5. Paramètre (l'élancement)	72
3.5.1. Etude dynamique variante 1	72
3.5.2. Etude dynamique variante 2	74
3.5.3. Etude dynamique variante 3	77
3.6. Paramètre (longueur des travées)	79
3.6.1. Etude dynamique variante 1	79
3.6.2. Etude dynamique variante 2	79
3.7. Conclusion	80
Chapitre 4 : Ferrailage des éléments principaux	
4.1. Paramètre (régularité en plan)...	82
4.1.1. Variante 1	82
4.1.1.a. Introduction...	82
4.1.1.b. Définition...	82
4.1.1.c. Ferrailage des portiques...	82
4.1.2. Ferrailage variante 2	102
4.1.3. Ferrailage variante 3	106
4.2. Paramètre (régularité en élévation)	111
4.2.1. Ferrailage variante 1	111
4.2.2. Ferrailage variante 2	111
4.3. Paramètre (l'usage)	115
4.3.1. Ferrailage variante 1	115
4.3.2. Ferrailage variante 2	115
4.4. Paramètre (l'élancement)	120
4.4.1. Ferrailage variante 1	120
4.4.2. Ferrailage variante 2	125
4.4.3. Ferrailage variante 3	129
4.5. Paramètre (longueur des travées)	133
4.5.1. Ferrailage variante 1	133
4.5.2. Ferrailage variante 2	133
4.6. Conclusion	136
Chapitre 5 : Estimation du coût	
5.1. Paramètre (régularité en plan)...	138
5.1.1. Estimation du coût pour variante 1	138
5.1.1.a. Poutre normale...	138
5.1.1.b. Poutre noyée...	140
5.1.2. Estimation du coût pour variante 2	140
5.1.3. Cout variante 3	141
5.2. Paramètre (régularité en élévation)	141
5.2.1. Estimation du coût pour variante 1	141

5.2.1. Estimation du coût pour variante 2	141
5.3. Paramètre (l'usage)	142
5.3.1. Estimation du coût pour variante 1	142
5.3.2. Estimation du coût pour variante 2	142
5.4. Paramètre (l'élancement)	142
5.4.1. Estimation du coût pour variante 1	142
5.4.2. Estimation du coût pour variante 2	143
5.4.3. Estimation du coût pour variante 3	143
5.5. Paramètre (longueur des travées)	144
5.5.1. Estimation du coût pour variante 1	144
5.5.2. Estimation du coût pour variante 2	144
5.6. Comparaison	144
5.6.1. Paramètre (régularité en plan)	144
5.6.2. Paramètre (régularité en élévation)	144
5.6.3. Paramètre (l'usage)	145
5.6.4. Paramètre (l'élancement)	145
5.6.5. Paramètre (longueur des travées)	145
5.6.6. Conclusion	149
Conclusion générale...	150

Liste des figures

Fig 1.1. Les trois principaux systèmes porteurs verticaux.....	4
Fig 1.2. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	6
Fig 1.3. Les différents types de poutrelles.....	7
Fig 1.4. Schémas des entrevous en béton et des entrevous en polystyrène.....	8
Fig 1.5. La table de compression.....	8
Fig 1.6. Mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées.....	9
Fig 1.7. Plancher en béton armé (dalles).....	10
Fig 1.8. Dalle pleine.....	11
Fig 1.9. Disposition des armatures dans les dalles.....	12
Fig 1.10. Plancher champignon.....	13
Fig 1.11. Les planchers collaborants.....	14
Fig 1.12. Les planchers à nervures.....	15
Fig 1.13. Poutre noyée.....	16
Fig 1.14. Dalle de plafond en bois.....	18
Fig 1.15. Plafond en lambris PVC.....	19
Fig 1.16. Plafonds tendus.....	20
Fig 2.1. Plan régulier.....	25
Fig 2.2. Plan légèrement irrégulier.....	26
Fig 2.3. Plan fortement irrégulier.....	27
Fig 2.4. Plan pour tous les niveaux.....	28
Fig 2.5. Plan RDC et 1er étage.....	28
Fig 2.6. Plan 2eme et 3eme étage.....	29
Fig 2.7. Plan 4eme et 5eme étage.....	29
Fig 2.8. Plan pour les deux variantes.....	30
Fig 2.9. Plan pour toutes les variantes.....	31
Fig 2.10. Plan avec des petites travées.....	32
Fig 2.11. Plan avec des grandes travées.....	33
Fig 2.12. Plancher à corps creux.....	34
Fig 3.1. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000poutres normales.....	57
Fig 3.2. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000 poutres noyées.....	58
Fig 4.1. Coupe longitudinale d'une poutre principale.....	88
Fig 4.2. Ferrailage d'une poutre principale.....	88
Fig 4.3. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.....	89
Fig 4.4. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	89
Fig 4.5. Ferrailage d'un poteau.....	95
Fig 4.6. Schéma de ferrailage du voile.....	98
Fig 4.7. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.....	99

Fig 4.8. Ferrailage d'une poutre noyée principale	99
Fig 4.9. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire	100
Fig 4.10. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire	101
Fig 4.11. Schéma de ferrailage du voile	101
Fig 4.12. Ferrailage d'un poteau	102
Fig 4.13. Coupe longitudinale d'une poutre principale	103
Fig 4.14. Ferrailage d'une poutre principale.....	103
Fig 4.15. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire	103
Fig 4.16. Ferrailage d'une poutre secondaire	104
Fig 4.17. Schéma de ferrailage du voile.	104
Fig 4.18. Ferrailage d'un poteau.	104
Fig 4.19. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.	105
Fig 4.20. Ferrailage d'une poutre noyée principale.....	105
Fig 4.21. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.	105
Fig 4.22. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire	106
Fig 4.23. Ferrailage d'un poteau	106
Fig 4.24. Schéma de ferrailage du voile	106
Fig 4.25. Coupe longitudinale d'une poutre principale	107
Fig 4.26. Ferrailage d'une poutre principale	107
Fig 4.27. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.	107
Fig 4.28. Ferrailage d'une poutre secondaire	108
Fig 4.29. Schéma de ferrailage du voile	108
Fig 4.30. Ferrailage d'un poteau.	108
Fig 4.31. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.	109
Fig 4.32. Ferrailage d'une poutre noyée principale	109
Fig 4.33. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire	110
Fig 4.34. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire	110
Fig 4.35. Ferrailage d'un poteau.	110
Fig 4.36. Schéma de ferrailage du voile.	111
Fig 4.37. Coupe longitudinale d'une poutre normale principale.....	111
Fig 4.38. Ferrailage d'une poutre principale	112
Fig 4.39. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.	112
Fig 4.40. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire.	112
Fig 4.41. Ferrailage d'un poteau	113
Fig 4.42. Schéma de ferrailage du voile	113
Fig 4.43. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale	113
Fig 4.44. Ferrailage d'une poutre noyée principale.	114
Fig 4.45. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.	114
Fig 4.46. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire	115
Fig 4.47. Ferrailage d'un poteau	115
Fig 4.48. Schéma de ferrailage du voile	115
Fig 4.49. Coupe longitudinale d'une poutre principale	116
Fig 4.50. Ferrailage d'une poutre principale.....	116

Fig 4.51. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.....	116
Fig 4.52. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	117
Fig 4.53. Schéma de ferrailage du voile.....	117
Fig 4.54. Ferrailage d'un poteau.....	117
Fig 4.55. Ferrailage d'un poteau.....	118
Fig 4.56. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.....	118
Fig 4.57. Ferrailage d'une poutre noyée principale.....	119
Fig 4.58. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.....	119
Fig 4.59. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire.....	119
Fig 4.60. Ferrailage d'un poteau.....	120
Fig 4.61. Schéma de ferrailage d'une voile.....	120
Fig 4.62. Coupe longitudinale d'une poutre principale.....	120
Fig 4.63. Ferrailage d'une poutre principale.....	121
Fig 4.64. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.....	121
Fig 4.65. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	121
Fig 4.66. Ferrailage d'un poteau.....	122
Fig 4.67. Schéma de ferrailage du voile.....	122
Fig 4.68. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.....	123
Fig 4.69. Ferrailage d'une poutre noyée principale.....	123
Fig 4.70. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.....	124
Fig 4.71. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire.....	124
Fig 4.72. Ferrailage d'un poteau.....	124
Fig 4.73. Schéma de ferrailage du voile.....	125
Fig 4.74. Coupe longitudinale d'une poutre principale.....	125
Fig 4.75. Ferrailage d'une poutre principale.....	125
Fig 4.76. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.....	126
Fig 4.77. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	126
Fig 4.78. Ferrailage d'un poteau.....	126
Fig 4.79. Schéma de ferrailage du voile.....	127
Fig 4.80. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.....	127
Fig 4.81. Ferrailage d'une poutre noyée principale.....	128
Fig 4.82. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.....	128
Fig 4.83. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire.....	128
Fig 4.84. Ferrailage d'un poteau.....	129
Fig 4.85. Schéma de ferrailage du voile.....	129
Fig 4.86. Coupe longitudinale d'une poutre principale.....	129
Fig 4.87. Ferrailage d'une poutre principale.....	130
Fig 4.88. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire.....	130
Fig 4.89. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	130
Fig 4.90. Ferrailage d'un poteau.....	131
Fig 4.91. Schéma de ferrailage du voile.....	131
Fig 4.92. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale.....	131
Fig 4.93. Ferrailage d'une poutre noyée principale.....	132

Fig 4.94. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire.....	132
Fig 4.95. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire	133
Fig 4.96. Ferrailage d'un poteau	133
Fig 4.97. Schéma de ferrailage du voile	133
Fig 4.98. Coupe longitudinale d'une poutre principale	134
Fig 4.99. Ferrailage d'une poutre principale	134
Fig 4.100. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire	134
Fig 4.101. Ferrailage d'une poutre secondaire.....	135
Fig 4.102. Ferrailage d'un poteau	135
Fig 4.103. Schéma de ferrailage du voile	135
Fig 5.1. Schéma montrant la différence entre le cout des bâtiments avec des poutres normales et des bâtiments en poutres noyées	146
Fig 5.2. Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des bâtiments avec des poutres principales normales et des bâtiments en poutres principales noyées	147
Fig 5.3.Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des poteaux d'un bâtiment avec des poutres normales et d'un bâtiment avec des poutres noyées	148
Fig 5.4. Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des voiles d'un bâtiment avec des poutres normales et d'un bâtiment avec des poutres noyées.....	149

Liste des tableaux

Tab 1.1. Portée indicative du plancher en fonction de sa hauteur.....	7
Tab 1.2. Les avantages et les inconvénients d'un plancher corps creux	10
Tab 1.3. Les avantages et les inconvénients d'une dalle pleine.....	12
Tab 1.4. Les types des planchers.....	15
Tab 2.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	40
Tab 2.2. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	40
Tab 2.3. Evaluation des charges permanentes du plancher dalle pleine.....	41
Tab 2.4. Les efforts dans les niveaux	45
Tab 3.1. Classification du Site.	52
Tab 3.2. Valeur de $\xi(\%)$	53
Tab 3.3. Valeurs des pénalités P_q	53
Tab 3.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique poutres normales	59
Tab 3.5. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique poutres noyées ..	59
Tab 3.6. Déplacements poutres normales plan régulier.....	61
Tab 3.7. Déplacements poutres noyées plan régulier	61
Tab 3.8. Vérification a L'effet P- Δ poutres normales plan régulier	62
Tab 3.9. Vérification a L'effet P- Δ poutres noyées plan régulier.	62
Tab 3.10. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales plan régulier.....	63
Tab 3.11. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées plan régulier.....	63
Tab 3.12. Déplacements poutres normales plan irrégulier.	64
Tab 3.13. Déplacements poutres noyées plan irrégulier.....	65
Tab 3.14. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales plan irrégulier	65
Tab 3.15. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées plan irrégulier.....	65
Tab 3.16. Déplacements poutres normales plan fortement irrégulier.....	66
Tab 3.17. Déplacements poutres noyées plan fortement irrégulier.	67
Tab 3.18. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales plan fortement irrégulier..	67
Tab 3.19. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées plan fortement irrégulier.	67
Tab 3.20. Déplacements poutres normales plan irrégulier en élévation.....	68
Tab 3.21. Déplacements poutres noyées plan irrégulier en élévation.	69
Tab 3.22. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales plan irrégulier en élévation.	69
Tab 3.23. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées plan irrégulier en élévation.	69

Tab 3.24. Déplacements poutres normales et plancher au dalle pleine.	71
Tab 3.25. Déplacements poutres noyées et plancher au dalle pleine.	71
Tab 3.26. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales au dalle pleine.....	71
Tab 3.27. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées au dalle pleine	72
Tab 3.28. Déplacements poutres normales bâtiment R+10.	73
Tab 3.29. Déplacements poutres noyées bâtiment R+10.....	74
Tab 3.30. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales bâtiment R+10	74
Tab 3.31. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales bâtiment R+10.	74
Tab 3.32. Déplacements poutres normales bâtiment R+7	76
Tab 3.33. Déplacements poutres noyées bâtiment R+7	76
Tab 3.34. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales bâtiment R+7	77
Tab 3.35. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées bâtiment R+7.	77
Tab 3.36. Déplacements poutres normales bâtiment R+3.	78
Tab 3.37. Déplacements poutres noyées bâtiment R+3.....	78
Tab 3.38. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales bâtiment R+3.	78
Tab 3.39. Résultats des efforts normaux réduits poutres noyées bâtiment R+3	79
Tab 3.40. Déplacements poutres normales long travées.....	80
Tab 3.41. Résultats des efforts normaux réduits poutres normales long travées	80
Tab 4.1. Récapitulatif des moments fléchissants et efforts tranchants	84
Tab 4.2. Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	90
Tab 4.3. Efforts internes sous $G+Q\pm 1.2E$	91
Tab 4.4. Efforts internes sous $0.8G\pm E$	91
Tab 5.1. Coût des poteaux	138
Tab 5.2. Coût des poutres	138
Tab 5.3. Coût des voiles	138
Tab 5.4. Coût des planchers semi-préfabriqué en corps creux	139
Tab 5.5. Coût des faux plafonds en plaques de plâtre	139
Tab 5.6. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	139
Tab 5.7. Coût du plafond en plaques de plâtre.....	140
Tab 5.8. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	140
Tab 5.9. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	140
Tab 5.10. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	141
Tab 5.11. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	141
Tab 5.12. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	141
Tab 5.13. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	141
Tab 5.14. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	142
Tab 5.15. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	142
Tab 5.16. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	142
Tab 5.17. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	143

Tab 5.18. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	143
Tab 5.19. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	143
Tab 5.20. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	143
Tab 5.21. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	143
Tab 5.22. Coût total de la structure en béton armé poutres noyées.....	144
Tab 5.23. Coût total de la structure en béton armé poutres normales	144
Tab 5.24. Comparaisons entre poutres normales et noyées.....	145

Notation

▪ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min} : Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : Section partiellement comprimée.

SEC : Section entièrement comprimée.

SET : Section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M₀ : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : Effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_d : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

▪ **Minuscules romaines :**

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

▪ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : Sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : Poids.

▪ **Minuscules grecques :**

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

▪ **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre.

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier l'optimisation des hauteurs d'étages, en fonction du type de poutres (normales et noyées), à l'étude des paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement) qui est classée dans une zone sismique (**zone IIa**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (**RPA version 2003**) et le document technique **CBA93**. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000**). En dernier, nous avons trouvé dans la plus par des cas que les planchers avec des poutres normales sont plus économiques comparativement à ceux avec des poutres noyées.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, système portique, voiles, la méthode numérique.

Abstract

This project consists of designing and studying the optimisation of floor heights, depending on the type of beams (normal and embedded), the study of the parameters (with regular shapes in plan, irregular shapes, use and slenderness; as well as with long spans) which is classified in a seismic zone (zone IIa). The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing walls. The dimensioning and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (RPA version 2003) and the technical document CBA93. The seismic study was carried out according to the numerical method based on the finite element method using the software (SAP2000). Finally, we found in most cases that the floors with embedded beams are more economical and aesthetic compared to those with normal beams.

Key words: Building, reinforced concrete, portal system, walls, numerical method.

ملخص

يتكون هذا المشروع في تصميم ودراسة تعظيم الاستفادة من ارتفاعات الطوابق، وهذا يتوقف على نوع من العارضات (عادي و المدمجة)، تحت الدراسة من المعلمات (مع قياسات منتظمة ، غير النظامية ، المستخدمة والانحراف ، وكذلك امتدادات طويلة) التي تصنف في منطقة زلزالية (**zone IIa**) . وتتحقق مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة نظام التشكيل: الجدران الخرسانية المسلحة الحاملة. قياس وحساب لجميع العناصر المقاومة صمم وفقاً للائحة الجزائرية السارية إصدار (**RPA version 2003**) ورقة تقنية **CBA93** . وقد أجريت الدراسة الزلزالية تتبع الطريقة العددية المستندة إلى طريقة العنصر المحدود مع البرنامج (**SAP2000**). وأخيراً، وجدنا في معظم الحالات ان ارضية الطوابق ذات العارضات المدمجة تكون أكثر اقتصاداً وجمالية ، مقارنة مع تلك العارضات العادية.

الكلمات الرئيسية: عمارة ، الخرسانة المسلحة، نظام المقاومة ، الجدران الخرسانية المسلحة ، الطريقة الرقمية.

Introduction générale

La conception d'une structure est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Le présent travail a pour objectif l'optimisation des hauteurs d'étages, en fonction du type de poutres (normale et noyée).

L'étude de ce projet est menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre est sur la définition et les types de planchers (en corps creux et en béton armé ainsi que en collaborant).

Le second chapitre porte sur l'étude des paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement).

Le troisième chapitre : étude sismique, axée sur l'analyse dynamique de la structure, moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 ». On présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments résistants (portiques et voiles) qui fait l'objet du quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre porte sur estimation du coût et la comparaison entre les poutres normales et noyées suivant les paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), avec des histogrammes illustrant les différences notamment sur les plans section ferrailage et coût.

Finalement, On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre 1

Définitions et types de planchers

1.1. Introduction

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planchers sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre-pleine peuvent être assimilés à des planchers.

1.2. Définition d'un plancher

Surfaces ou plateaux composites horizontaux séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ont aujourd'hui d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité – protection incendie – et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations et réseaux divers.

1.3. Fonction principale

- Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et des surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs que sont les murs et les poteaux.
- Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- Conserver une certaine élasticité dans les limites acceptables.
- Voir un poids modeste pour réduire le plus possible la charge permanente.
- Assurer une bonne isolation phonique.
- Assurer l'isolation thermique au-dessus d'espaces extérieurs ou non chauffés (caves ou vides sanitaires).
- Offrir une surface praticable pour des revêtements.
- Protéger quelquefois contre l'humidité.
- Résister au feu.
- Protéger contre l'effraction.
- Permettre la distribution de fluides, particulièrement l'électricité.
- Conserver dans le temps ses qualités physiques, mécaniques, acoustiques, son aspect et sa planéité.
- Pouvoir être construit facilement pour ne pas retarder la réalisation de l'ensemble de l'immeuble.
- Et évidemment être économique, ce qui implique qu'on utilise intelligemment les caractéristiques des matériaux.

1.4. Eléments constitutifs

On distingue trois parties :

- L'ossature, qui comprend la partie portante (solives en bois, fer, Béton armé, poutrelles, nervures en béton armé) et le hourdis de remplissage ou la dalle pleine.
- Le revêtement, posé sur la partie portante et qui constitue le sol fini.
- Le plafond (enduit plâtre, tôle d'acier, enduit ciment, ...).

1.5. Typologie

Les planchers entrent dans de grandes catégories selon :

- Le système porteur vertical.
- Le matériau.
- Les ouvertures.

1.5.1. Selon le système porteur vertical

Les trois principaux systèmes porteurs verticaux sont :

- La construction murale massive.
- La construction à pans de murs.
- La construction à ossature.



Figure 1.1. Les trois principaux systèmes porteurs verticaux

En fonction d'un premier choix du système porteur vertical et des dimensions des portées désirées, il est possible d'optimiser le type de plancher. De la direction de portance d'un système de plancher, c'est-à-dire de sa propriété à transmettre les charges aux supports verticaux, dans une direction privilégiée ou de tous côtés, de façon linéaire ou ponctuelle, découle sa relation à la structure du bâtiment. La vérification inverse est aussi valable, par exemple, d'un système de poutres découlera un système à pans de murs, un système de construction massive n'est pas nécessaire et un système ossature est impossible, du moins sans moyens auxiliaires. La coordination de systèmes de planchers

prédéterminés et des structures verticales pourrait être l'élément directif d'un choix, mais l'association de tous les arguments, à commencer par l'utilisation, par l'aménagement et par la possibilité de transformation sont des préalables plus importants à la décision.

1.5.2. Selon le matériau

Chaque élément constructif ne peut travailler que dans les limites du matériau le composant. Ainsi, le matériau influencera, à travers ses particularités intrinsèques, la capacité de résistance aux charges, la continuité structurale et naturellement les caractéristiques thermos acoustiques, de résistance au feu et de durabilité du plancher. Celui-ci travaillant en flexion, on choisira des matériaux qui ont une résistance à la traction, c'est-à-dire l'acier, le béton armé, soit des matériaux habituels dans le bâtiment. Mis à part quelques cas où le matériau est imposé pour des raisons esthétiques ou commerciales, ou devant une situation de pénurie limitant le choix, les caractéristiques du matériau de structure horizontale correspondent logiquement aux exigences de la géométrie recherchée.

1.5.2.a. Le bois

N'est plus beaucoup utilisé bien que ses propriétés le rendent encore compétitif dans certains domaines. On le voit particulièrement dans les habitations individuelles. Mais, par exemple, les qualités du lamellé-collé font qu'on le trouve en génie chimique (teinturerie industrielles) ou en génie rural (silos à céréales), cela étant dû à la possibilité de grandes portées et à son inaltérabilité naturelle.

1.5.2.b. L'acier

Est employé sous différentes formes :

- Profilés associés à un corps creux de terre cuite ou de béton.
- Coffrage métallique perdu d'une dalle en béton, avec ou sans profilés.
- Ouvrages mixtes béton acier.

1.5.2.c. Le béton armé

Est le matériau le plus courant à l'heure actuelle, utilisé sous de très nombreuses formes soit coulé en place ou préfabriqué. Le plancher peut être plein, nervuré, à caissons, avec des sommiers ou des champignons.

1.5.3. Selon les ouvertures

La nécessité d'ouvertures importantes appelées trémies peut être une contrainte dans le choix du système de plancher et du matériau et inversement le choix de la forme structurale limite les

possibilités d'ouvertures. Par analogie aux baies praticables dans les murs, les ouvertures découlent de la mise en place des éléments de construction.

1.6. Les différents types de planchers

1.6.1. Les planchers à corps creux

1.6.1.a. Définition les planchers à corps creux

Sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" 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 ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

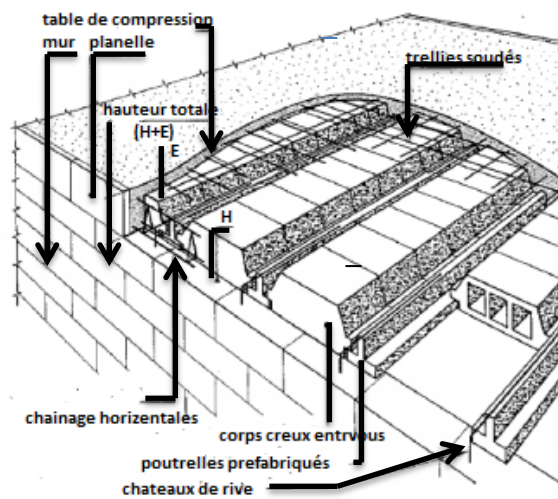


Figure 1.2. Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

1.6.1.b. Dimensions

La hauteur de l'entrevous et du plancher dépend de la portée des poutrelles. Par contre, l'entraxe entre ces poutrelles est de 60

Tableau 1.1. Portée indicative du plancher en fonction de sa hauteur.

Hauteur en cm	Portée pour un plancher isolé	Portée pour un plancher continu
12+4	4.30	4.70
16+4	5.40	5.80
18+4	6.00	6.40
20+4	6.50	7.00
25+4	7.70	8.50

1.6.1.c. Les poutrelles

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. On trouve toute une gamme de poutrelles préfabriquées sur le marché :

- Poutrelle en béton précontraint par fils adhérents.
- Poutrelle en béton armé.
- Poutrelle treillis.

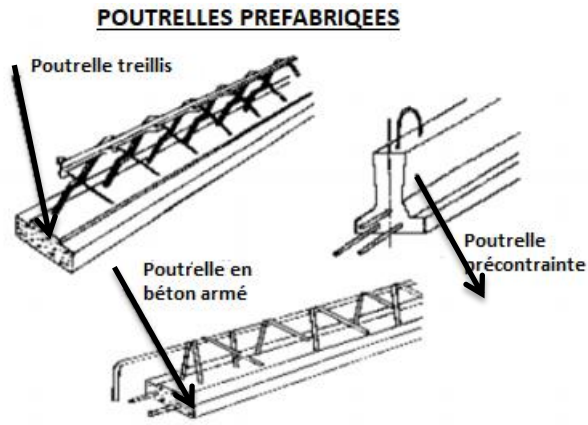


Figure 1.3. Les différents types de poutrelles

1.6.1.d. Les entrevous (hourdis)

Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage. Ce sont donc des éléments de coffrage perdu. Mais on peut aussi leur octroyer un rôle d'isolant.

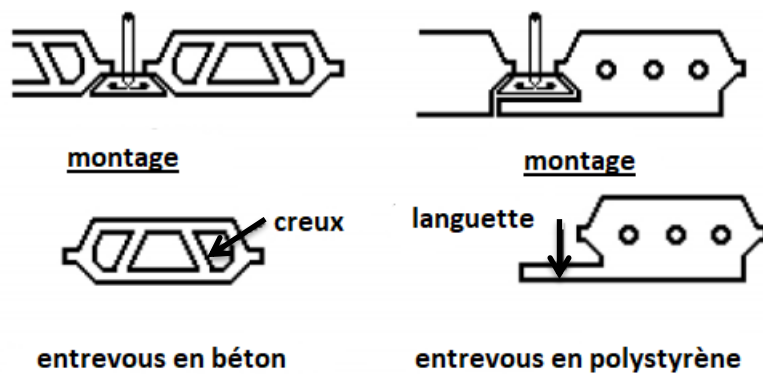


Figure 1.4. Schémas des entrevous en béton et des entrevous en polystyrène

Généralement les entrevous sont en béton de petits granulats. Mais, on trouve aussi dans le commerce des entrevous en terre cuite ou en polystyrène (isolation thermique). La hauteur des éléments en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher. La largeur varie de 16 à 21 cm. La longueur est constante et correspond à un espacement des poutrelles de 60 cm.

1.6.1.e. La table de compression

Le hourdis est l'âme de ce type de plancher.

Il a généralement une épaisseur supérieure à 4 cm.

Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous et les poutrelles doit être correctement armée.

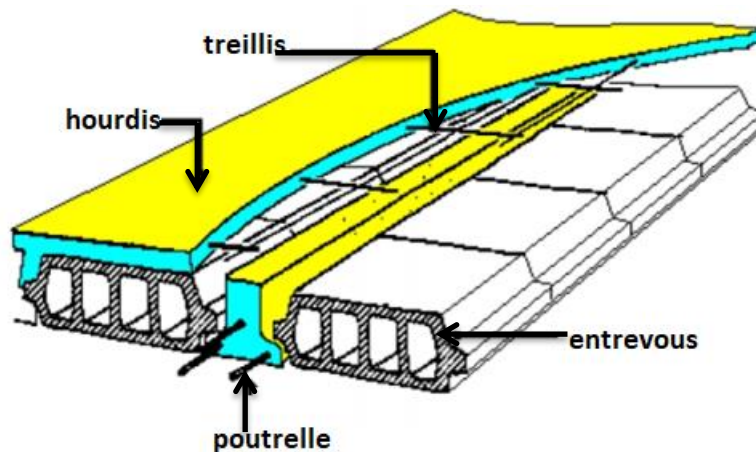


Figure 1.5. La table de compression

1.6.1.f. Mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées

Les poutrelles sont tout d'abord posées sur les porteurs.

Leur bon écartement est assuré par la mise en place d'entrevous à chaque extrémité.

Ensuite, on pose des bastaings soutenus par des étais sous les poutrelles afin de leur permettre de supporter la mise en œuvre du hourdis.

Les files d'étais sont posées au $1/3$ de la portée pour les poutrelles BA et au $2/5$ pour les poutrelles BP. Puis, on pose les autres entrevous, le treillis et on coule le hourdis.

La pose s'effectue à partir du plan fourni par le constructeur : Préconisations de certains constructeurs.....

- Pose d'une poutrelle d'extrémité.
- Pose d'une seconde poutrelle d'entraxe 60 cm.
- Pose des 2 entrevous d'extrémité de poutrelles.
- Pose de toutes les poutrelles + 2 entrevous.
- Étalement (ou non) des poutrelles en $L/2$.
- Pose des entrevous.

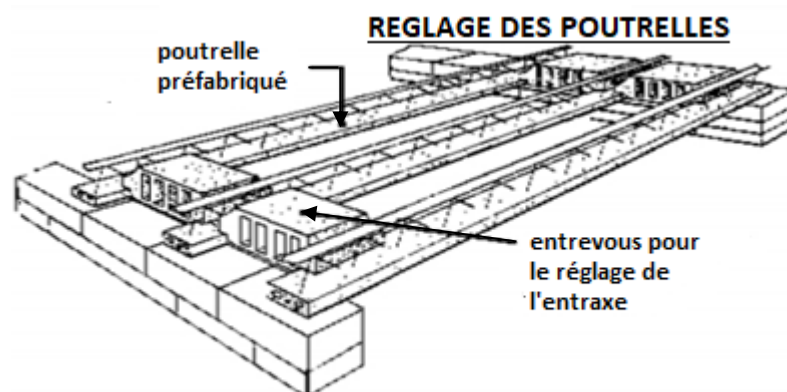


Figure 1.6. Mise en œuvre des planchers avec poutrelles préfabriquées

Coffrage « classique » des zones restantes et étude des zones particulières (trémies, renforts ponctuels, balcons...)

1.6.1.g. Critiques de ce mode de construction

Tableau 1.2. Les avantages et les inconvénients d'un plancher corps creux.

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<p>C'est le type de plancher le plus employé par les petites entreprises, car :</p> <ul style="list-style-type: none">- Mise en œuvre facile, pas de coffrage.- Ne nécessite pas de gros engin de levage.- Isolation thermique améliorée.- Le plancher est relativement léger.- Idéal pour la confection des vides sanitaires.	<ul style="list-style-type: none">- Grande épaisseur de plancher.- Sous face à enduire.- Portée limitée à 6 ou 7 mètres.- Pas de souplesse de forme et de taille.« Mauvaise » isolation acoustique.- Nécessite beaucoup de manutentions.- Mise en œuvre relativement longue.

1.6.1.h. Pose des planchers poutrelles - entrevous

Les divers constituants sont manuportables et ne nécessitent donc pas obligatoirement un moyen de levage particulier.

1.6.2. Les planchers en béton arme (dalles)

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments (Figure 1.7).

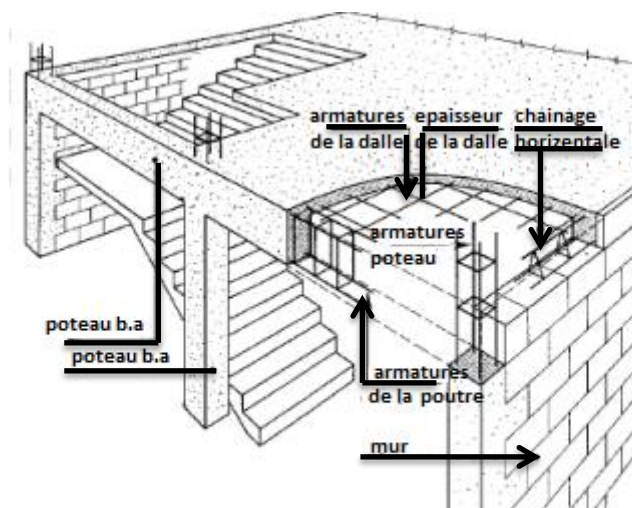


Figure 1.7. Plancher en béton arme (dalles)

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage) ; Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) ; Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

Dans la suite on expose les trois types de planchers les plus répandus.

1.6.2.a. Les dalles pleines en béton armé

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs (Figure 1.8).

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

De résistance à la flexion : $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

D'isolation acoustique : ≥ 16 cm.

De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$.

De sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

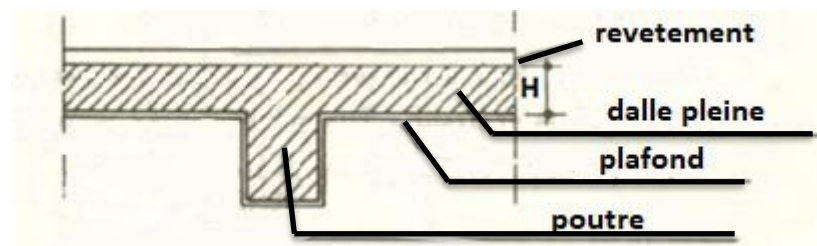


Figure 1.8. Dalle pleine

La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface.

Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrage avant la réalisation.

1.6.2.b. Dalles coulées en place

A. Disposition des armatures

Les planchers sont généralement armés comme ci-dessous en fonction de leur chargement et des liaisons aux appuis.

- En zone courante : En partie basse, un treillis à calculer.
- Aux appuis : Des aciers en chapeau.

- Aux rives : Un chaînage tout autour du plancher

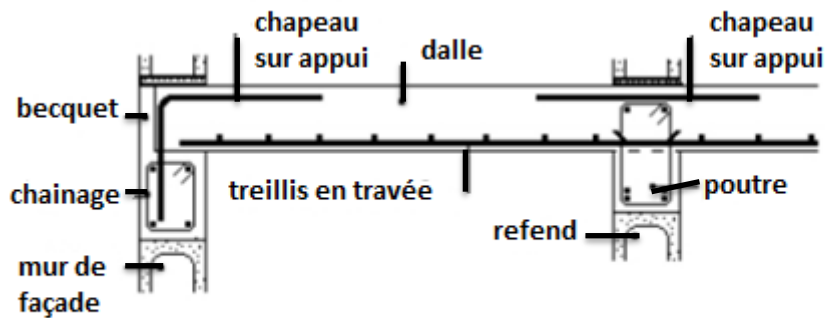


Figure 1.9. Disposition des armatures dans les dalles

B. Mise en œuvre du béton

Le béton est coulé sur un coffrage préalablement mis en place.

Avant la phase de coulage, on a positionné les armatures.

Le coffrage doit rester en place tant que le béton n'est pas assez résistant pour se tenir seul. Puis, après son démontage et pendant une vingtaine de jours, on laissera des étais sous la dalle afin d'éviter le fluage du béton.

C. Critiques de ce procédé

Tableau 1.3. Les avantages et les inconvénients d'une dalle pleine.

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> -Pas de contrainte liée à la préfabrication. -Dalle de taille et de forme quelconque. -Ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage. -Bonne isolation aux bruits aériens. -Bonne résistance au feu. 	<ul style="list-style-type: none"> -Nécessite l'immobilisation de nombreux coffrages. -Mise en œuvre longue. -Mauvaise résistance aux bruits d'impacts.

1.6.2.c. Les planchers champignons

C'est des dalles pleines reposant sur des points d'appuis isolés constitués par des poteaux et comme les poteaux ont la tête évasée, on les appelle dalle champignon. Ce type de dalle est adopté lorsqu'on a besoin d'un espace libre important sans murs avec simplement les piliers et les planchers et lorsqu'on veut éviter la présence de poutres apparentes (Figure 1.10).

Les poteaux disposés selon une trame régulière doivent cependant être implantés de manière à ce que la portée dans un sens ne dépasse pas 2 fois la portée dans l'autre sens.

Dans le cas de plancher champignon, l'évasement, c.a.d., l'augmentation progressive de la section du poteau en tête s'appelle chapiteau. Le chapiteau présente une forme homothétique à celle du poteau pour une distribution régulière des forces.

L'écartement des poteaux varie de 8 à 12 m dans chaque sens, et l'épaisseur de la dalle varie de 22 à 35 cm.

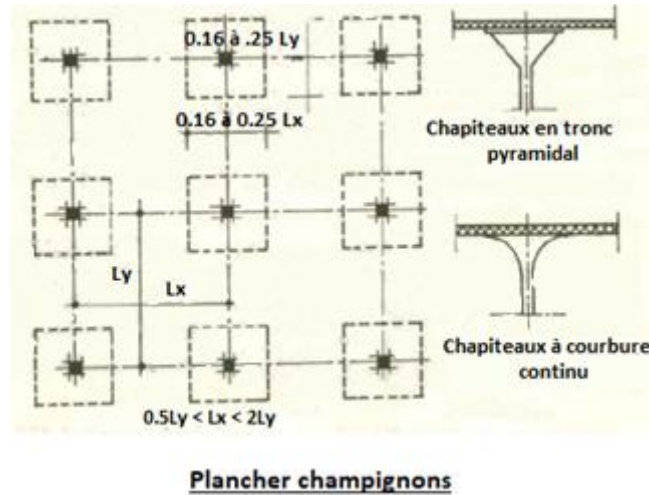


Figure 1.10. Plancher champignon

1.6.2.d. Les planchers collaborant

Ce plancher est surtout utilisé pour les constructions métalliques (Figure 1.11).

Une tôle bac en acier est placée dans la zone tendue du plancher et collabore avec le béton par l'intermédiaire de connecteurs (plots) pour reprendre les efforts de traction.

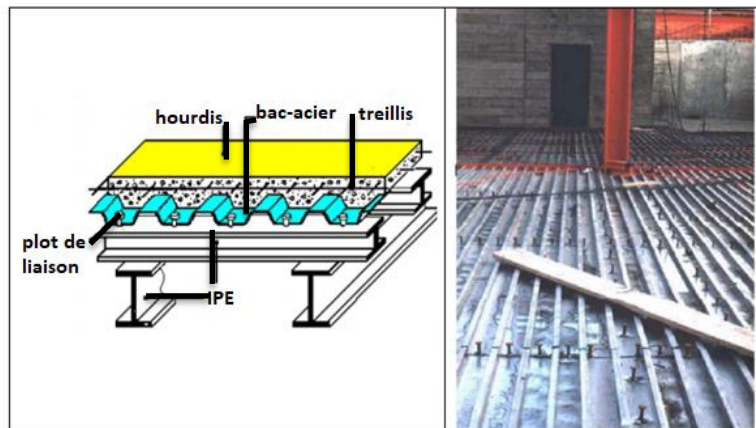


Figure 1.11. Les planchers collaborants

1.6.3. Planchers nervurés

Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que leur table de compression ou hourdis de compression rapporté, de même que leurs nervures transversales, présentent une rigidité en torsion suffisante. On peut admettre que ceci est vérifié si :

La distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm

La hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas 4 fois sa largeur.

L'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à 1/10 de la distance libre entre nervures ou à 50 mm si cette valeur est supérieure.

La distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

L'épaisseur minimale de la table de compression peut être ramenée de 50 mm à 40 mm lorsque des entrevous permanents sont disposés entre les nervures.

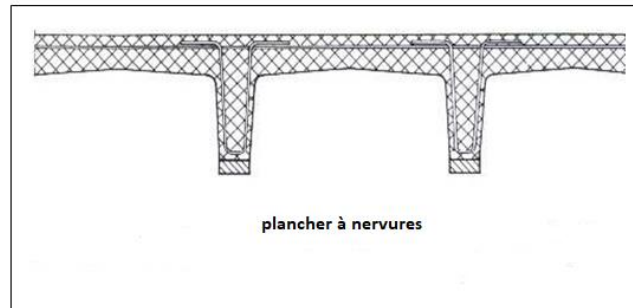


Figure 1.12. Les planchers à nervures

Tableau 1.4. Les types des planchers.

Planchers	Dimensions	Utilisation
Dalle pleine	Portée jusqu'à 8 m. Épaisseur (entre 15 et 20 cm).	Utilisé pour la construction d'habitation.
Corps creux	Portée jusqu'à 6m. Épaisseur (entre 20 et 35cm).	Logements, école, Hôtels, bureaux.
Planchers nervurés	Portée des nervures : 6m à 8m. Portée des poutres L va jusqu'à 15m. H nervure : 40 à 60cm. Épaisseur : 8 à 15cm	Les locaux publics. Magasins. Entrepôts. Parkings.
Planchers champignons	L'épaisseur de la dalle varie de 15cm à 35cm. Portée varie de 8 à 12m ou 22 à 25m	Parkings. Centres commerciaux. Bâtiment commercial. Bâtiments accueillant du public.
Planchers collaborants	Portée de 5 à 12m. L'épaisseur de la dalle de 10cm à 25cm.	Parkings. Centres commerciaux. Bâtiment commercial. Bâtiments accueillant du public.

1.7. Les poutres normales et les poutres noyées

On ce moment les gens ne veulent pas qu'une poutre apparaisse aux pleins milieux du plafond du salon ou de n'importe qu'elle chambre, pour cela il existe un type de poutre qui s'appelle les poutres noyées.

1.7.1. Définition

1.7.1.a. Poutre normale

Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

1.7.1.b. Poutre noyée

Les poutres noyées sont des poutres intégrées dans l'épaisseur du plancher, elles ont l'avantage d'éviter une retombée de 20 cm ou plus et donner un aspect naturel et esthétique à notre construction avant d'utiliser n'importe qu'elle sorte de revêtement plafonnier.



Figure 1.13. Poutre noyée

1.7.2. Rôle des poutres

Ces deux types de poutres ont le même rôle c'est de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux, Appelées aussi, Pannes, Frames...

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, et d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui ces mêmes charges, qui seront transmises aux éléments porteurs verticaux toujours par le même principe d'action réaction.

1.7.3. Sollicitations internes

Sous l'action des charges uniformément distribuées par unité de longueur, il se développe en toute sections des deux types de poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se réduisent à

- Moment de flexion M
- Flexion simple, sans effort Normal N de compression.
- Flexion composée avec effort Normal N de compression.
- Effort tranchant T

Les deux types des poutres ont le même rôle et les mêmes sollicitations alors pour savoir qu'elle est la différence entre les poutres normales et les poutres noyées on va étudier des différentes variantes avec les mêmes caractéristiques et plusieurs paramètres.

1.8. Les revêtements du plafond

1.8.1. Introduction

Pour l'habillage du plafond, on utilise divers matériaux allant des plaques, dalles et panneaux aux lambris PVC, bois ou métalliques.

On pourra ensuite appliquer de la peinture, du papier, du crépi ou du tissu après avoir soigné les finitions à l'enduit.

Pour un faux plafond, on utilisera des revêtements faux plafond plâtre, PVC, bois ou métal.

Ces revêtements peuvent être utilisés pour la protection du plafond et/ou sa décoration. Certains revêtements de plafond sont à poser, d'autres à appliquer.

1.8.2. Les plafonds suspendus

1.8.2.a. Les dalles de plafond

Il existe des dalles en polystyrène ou en polyuréthane. Généralement, une dalle de plafond a une dimension de 50 x 50 cm et une épaisseur de 2 mm . Vous pouvez aussi choisir des dalles en bois (l'épaisseur d'une dalle en bois varie entre 19mm et 25mm), qui sont plus épaisses et un peu plus chères. Vous trouverez la plupart du temps les dalles de plafond vendues dans des conditionnements de 2 x 2 m.



Figure 1.14. Dalle de plafond en bois

A. Les avantages des dalles de plafond

Les principales raisons qui poussent à poser des dalles à son plafond sont les travaux de rénovation. Si la peinture de votre plafond est effritée, que votre plafond est fissuré, présente des irrégularités ou des aspérités, poser des dalles est une solution à moindre coût pour embellir votre intérieur. Si votre pièce est mal isolée, que ce soit du froid ou du bruit, la pose de dalles permet aussi de masquer les matériaux d'isolation choisis pour un fini propre et net.

Une dalle de plafond est légère, et sa pose est facile. Selon vos goûts esthétiques, vous pouvez acheter une dalle lisse ou avec une finition à reliefs.

D'autre part, sachez que la dalle en polystyrène se nettoie plus facilement que la version en polyuréthane.

B. Les inconvénients des plafonds en dalles

Il n'est pas conseillé de poser des dalles de plafond dans la cuisine, car elles sont inflammables contrairement au plafond tendu.

Les dalles de plafond contiennent des COV. Il ne s'agit donc pas de la solution la plus écologique pour votre plafond.

Par ailleurs, le démontage des dalles, collées au plafond ou sur un support, est contraignant et demande un bon équipement de protection.

1.8.2.b. Plafond en lambris

Le plafond en lambris est un plafond fait de lattes qui peuvent être constituées de différents matériaux comme le bois (chêne, sapin, châtaignier), le PVC, le stuc, le marbre.

Le bois reste le matériau le plus fréquemment utilisé pour le lambris. Il peut faire l'objet de finitions variées : le lambris en bois peut être lasuré, peint, vernis ou ciré.

Pour poser un plafond en lambris, deux solutions sont possibles. Vous pouvez fixer le lambris sur des tasseaux de bois ou des profilés métalliques qui servent alors d'ossature.

Vous pouvez également utiliser la méthode du plafond suspendu : l'ossature de votre plafond est alors fixée à des suspensions.

Si le plafond en lambris est installé sous une toiture, il faudra mettre en place une isolation efficace. L'isolation peut être intégrée directement au plafond en lambris grâce à un système de double ossature.



Figure 1.15. Plafond en lambris PVC

A. Dimensions du lambris selon le type de matériau

La taille du lambris dépend du matériau utilisé pour sa conception. Ainsi, un lambris de revêtement en bois requiert :

Une largeur entre 3 cm et 37,5 cm ;

Une épaisseur allant de 5 mm à 10 mm ;

Une longueur variable : 1,20 m pour les soubassements, 4 m pour le plafond, et 2 m pour une utilisation standard.

Concernant le lambris en PVC, la taille appropriée est :

8 mm d'épaisseur ;

15 cm à 37,5 cm de largeur ;

1,20 m à 2,60 m de longueur.

Pour des travaux d'extérieur, les dimensions du lambris adéquates sont :

Largeur : 15 cm à 33 cm ;

Longueur : entre 4 m et 10 m ;

Épaisseur : comprise entre 15 mm et 19 mm ;

B. Avantages et inconvénients du plafond en lambris

Le plafond en lambris possède de nombreux avantages. Tout d'abord, il permet de donner rapidement un coup de neuf à une pièce, en camouflant un plafond abîmé. Votre pièce possède un plafond très haut ? Mettez en place un plafond suspendu en lambris pour lui donner un côté plus chaleureux ! De plus, le plafond en lambris s'adapte à tous les types d'intérieurs car il peut être personnalisé très facilement. Enfin, installé comme une double paroi, il isole de manière efficace du froid et du bruit.

S'il possède de nombreux avantages, le plafond en lambris possède également quelques inconvénients : il est relativement complexe à poser, et encore plus à enlever. Il vous faudra donc faire appel à un professionnel pour vous assurer de la bonne finition des travaux. Le plafond en lambris est également plus cher à poser qu'un plafond classique.

1.8.3. Les plafonds tendus

Pour fixer un plafond tendu qui a une épaisseur de 12 mm généralement, on pose des rails contre les murs, à la hauteur de plafond désirée. Ensuite on tend une toile thermo-extensible (également appelée velum) en PVC en utilisant la chaleur pour la fixer aux rails. Il existe aussi une technique de mise en place à froid, avec une toile en polyester.



Figure 1.16. Plafonds tendus

A. La perte en hauteur du plafond tendu

L'installation d'un plafond tendu vous fera perdre une hauteur de 2 cm, dans le cas où nous travaillons avec des luminaires traditionnels (lustres, suspensions, appliques, plafonniers, etc.) ou lorsque nous travaillons sans luminaires.

Dans le cas où nous travaillons avec l'installation de spots dans votre plafond, la réservation nécessaire à ceux-ci (les spots standards que nous vous proposons) est de 7 cm. Ce qui correspond donc à une perte de 7 cm.

B. Avantages du plafond tendu

Le plafond tendu vous permet d'embellir votre intérieur : ce type de faux plafond offre beaucoup de choix de textures, de motifs, de couleurs... Vous pouvez commander un plafond tendu uni, ou à imprimés. Vous pouvez y intégrer des luminaires, voire penser à mettre en place un plafond tendu lumineux. Vous pouvez opter pour un plafond droit, ou pour un plafond tendu en 3D, en relief... Les possibilités de création sont infinies.

D'autre part, le plafond tendu permet de masquer élégamment les traces persistantes dues à un problème d'humidité sur votre plafond d'origine.

Le plafond tendu est également un très bon isolant thermique et sonore. Certains plafonds tendus micro perforés sont conçus spécifiquement pour répondre à cette problématique.

C. Les inconvénients du plafond tendu

Il n'est pas conseillé de poser votre plafond tendu vous-même. Le montage nécessite une technicité qui est maîtrisée par de nombreux professionnels pour des résultats optimaux.

Le prix du plafond tendu est élevé.

Certains plafonds tendus tiennent plus de 20 ans, mais d'autres jaunissent avec le temps. Le plafond tendu peut se déchirer assez facilement.

1.9. Recherches sur les planchers

Stana Živanović et al. [] se concentrent sur l'ancien en évaluant la performance des modèles de force existantes et en suggérant leur amélioration. Pour cela, un modèle de force adopté au Royaume-Uni par la Concrete Society a été appliqué à quatre étages nominalement identiques en utilisant leurs propriétés modales identifiées expérimentalement.

Le modèle amélioré tient compte de la variabilité inter-sujets dans la force de marche par rapport à la fréquence de stimulation, à la longueur du pas et à l'amplitude du forçage puis W. Honcharenko et al. [] développent une théorie qui explique la propagation entre un émetteur et un récepteur situés à différents étages d'un bâtiment. En fonction de la structure du bâtiment et de l'emplacement des antennes, soit la propagation directe des rayons à travers les étages, soit l'écriture à l'extérieur du bâtiment déterminera la caractéristique de propagation et la dépendance à la portée de la moyenne du secteur du signal à mesure que le nombre d'étages entre l'émetteur et le récepteur augmentera. Il existe aussi Une analyse comparative du cycle de vie entre ces deux matériaux de revêtement de sol a été réalisée par Giuseppe M. **Nicoletti et al.** [] afin d'identifier celui qui présente le meilleur profil environnemental et les points chauds des deux systèmes. L'analyse a montré un meilleur profil environnemental pour le carreau de marbre, une pertinence particulière de la consommation d'énergie

à la fois dans le système et, dans le système céramique, le point critique a été trouvé dans la matière première utilisée pour la fabrication de la glaçure qui en est responsable, pendant le processus de cuisson, pour les émissions d'arsenic pertinentes.

1.10. Problématique

La tendance actuelle dans la construction des bâtiments en béton armé compte sur la conception des plafonds sans aucuns bosses saillants comme les retombées des poutres. Cela peut être réalisé avec un des deux procédés, soit avec un plancher avec des poutres noyées ou bien avec un plancher classique (avec des retombées des poutres sous dalle) en augmentant la hauteur d'étage. Alors quelle est la variante la plus adaptée et économique ?

1.11. Conclusion

Après étude des différents types de planchers, il ressort que les planchers à corps creux et ceux à dalles pleines sont les plus indiqués pour notre thème.

Ces planchers présentent plusieurs avantages tels que la facilité de la mise en œuvre, la bonne résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique. Les dalles pleines offrent la possibilité de confectionner des formes quelconques de planchers.

Chapitre 2

Etude des paramètres

2.1. Introduction

Nous allons étudier plusieurs variantes des constructions avec des différents paramètres en termes de caractéristiques géométriques et caractéristiques mécaniques des matériaux afin de représenter une bonne partie de catégories de constructions.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurants, la géométrie et les propriétés des matériaux.

2.2. Paramètre (régularité en plan)

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires.

Pour étudier ce paramètre, nous avons étudié trois variantes en changeant la configuration du bâtiment en plan en passant d'un bâtiment régulier à des bâtiments faiblement et fortement.

2.2.1. Variante 1

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec un plan rectangulaire.

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible, fissuration peu préjudiciable.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06m

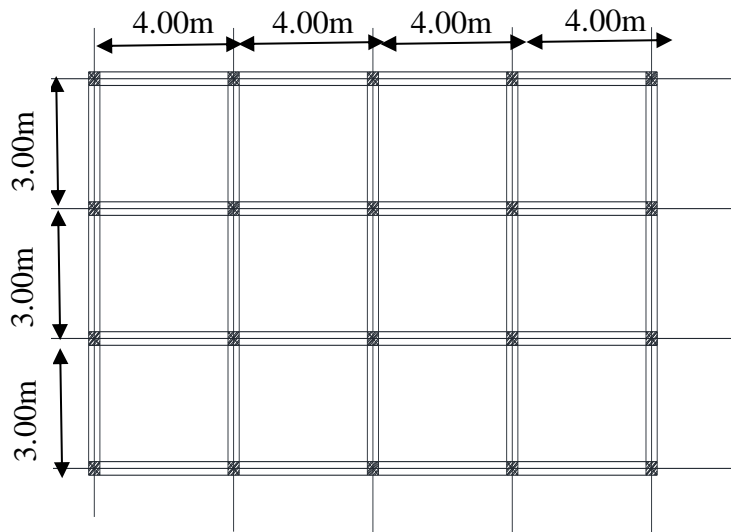


Figure 2.1. Plan régulier

2.2.2. Variante 2

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec un plan légèrement irrégulier.

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible, fissuration peu préjudiciable.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06 m.

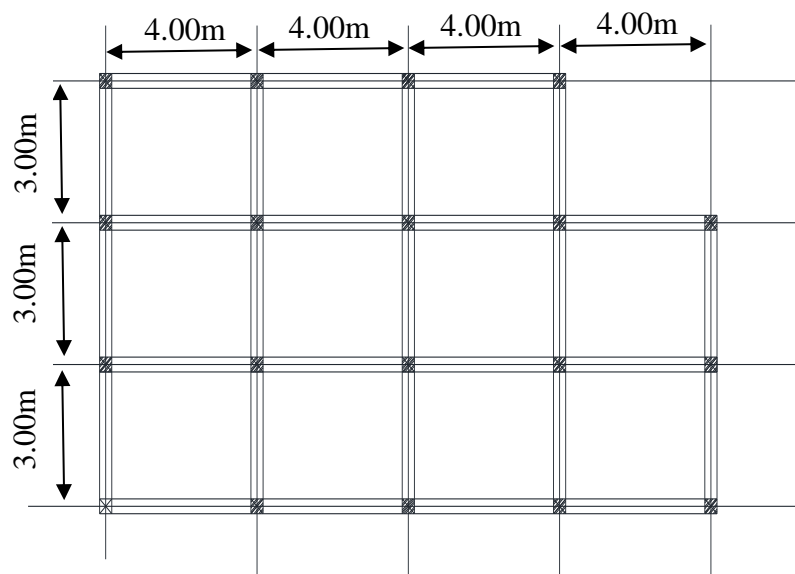


Figure 2.2. Plan légèrement irrégulier

2.2.3. Variante 3

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec un plan fortement irrégulier.

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06m

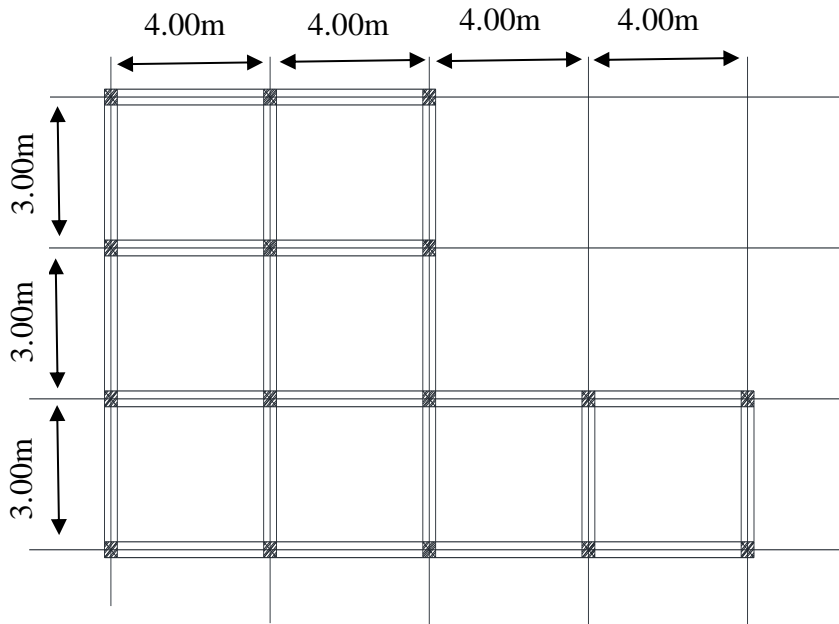


Figure 2.3. Plan fortement irrégulier

2.3. Paramètre (régularité en élévation)

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des colonnes et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'« étage mou »

Dans le but de prendre en compte de ce paramètre deux variantes ont été proposées, où la première représente un bâtiment régulier en élévation et dans la deuxième variante le bâtiment présente une irrégularité en élévation.

2.3.1. Variante 1

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation.

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage qui est classée comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3. 06m

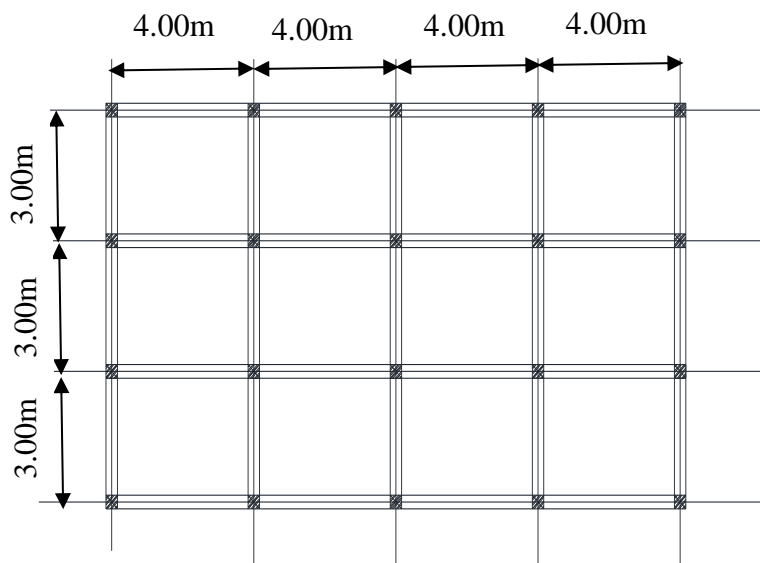


Figure 2.4. Plan pour tous les niveaux

2.3.2. Variante 2

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06m

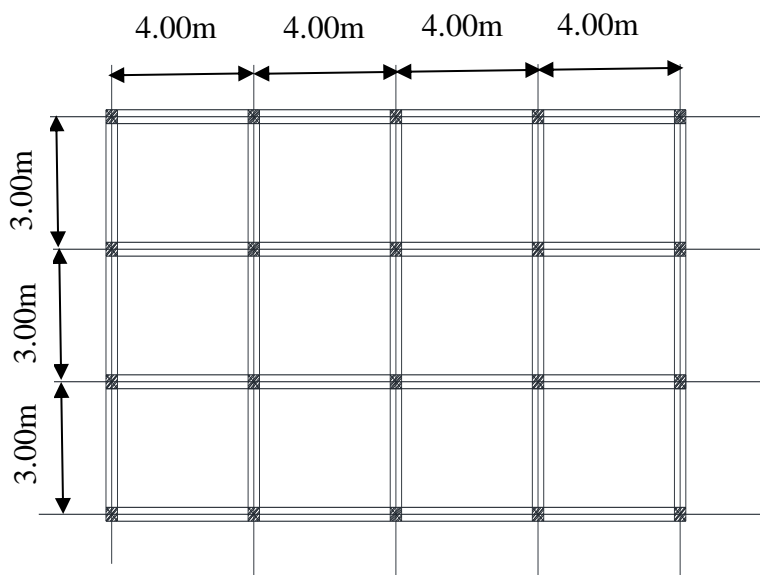


Figure 2.5. Plan RDC et 1^{er} étage

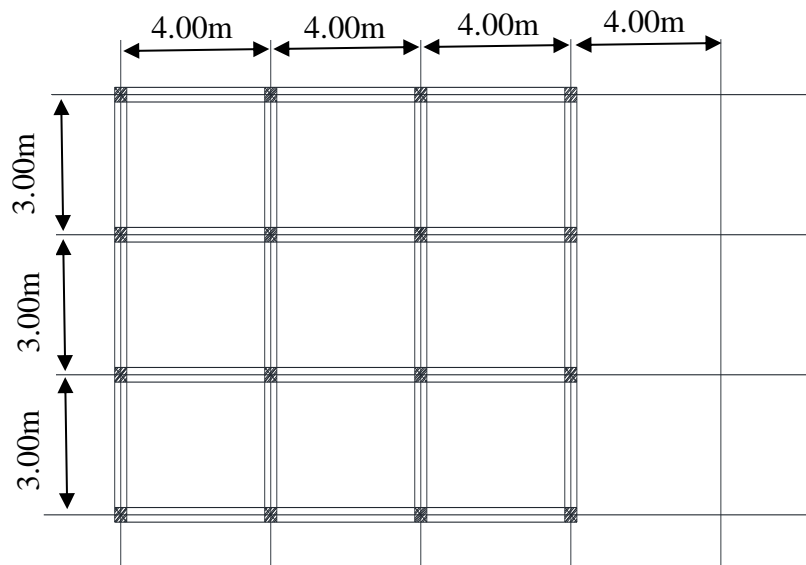


Figure 2.6. Plan 2eme et 3eme étage

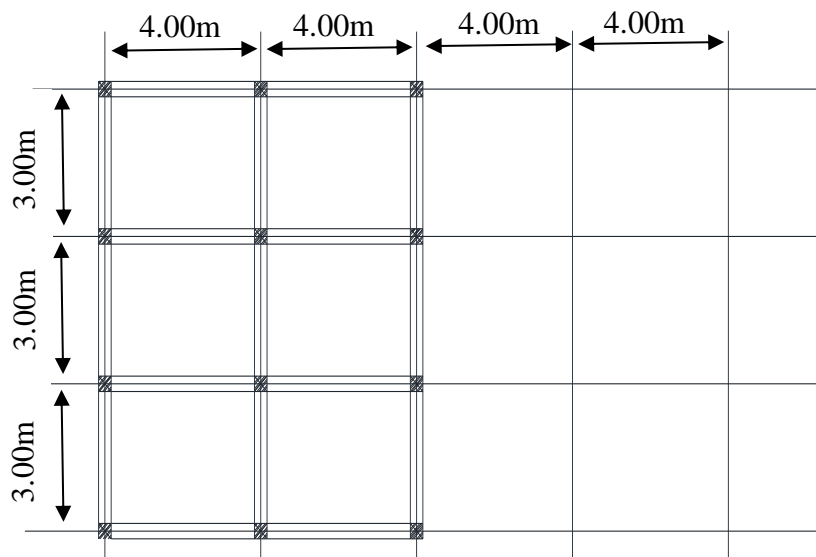


Figure 2.7. Plan 4eme et 5eme étage

2.4. Paramètre (l'usage)

Il existe des multiples usages des bâtiments et la conception change pour chaque usage, à cause de la variation de masse due à la variation de la charge d'exploitation, et pour cela nous avons présenté deux variantes.

2.4.1. Variante 1

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec des planchers réalisés en corps creux. L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage sera classée comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$
 Hauteur de l'étage3.06m

2.4.2. Variante 2

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec des planchers réalisés en dalle pleine.
 L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage Parking et une terrasse accessible.
 L'ouvrage qui est classée comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$
 Hauteur de l'étage3.06m

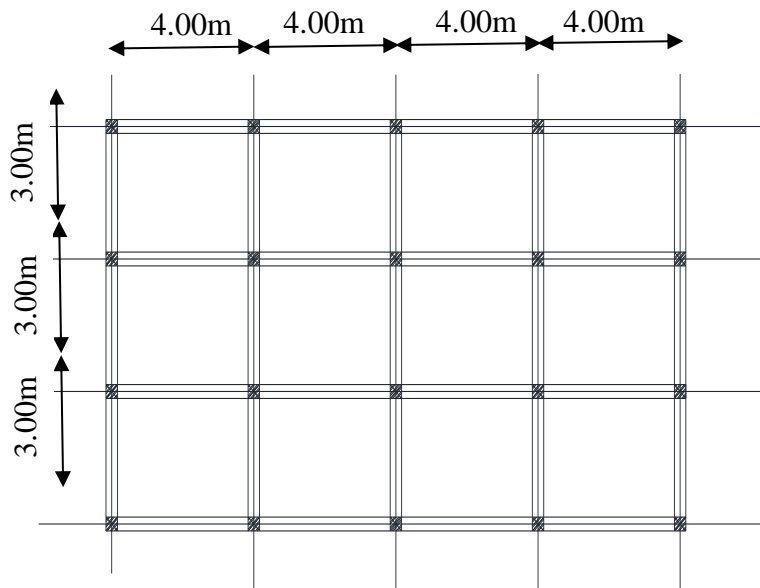


Figure 2.8. Plan pour les deux variantes (paramètre 4)

2.5. Paramètre (l'élancement)

L'élancement du bâtiment représente le rapport h/d ou h est la hauteur total du bâtiment et d est la dimension du bâtiment en plan. Le comportement des bâtiments vis-à-vis le séisme est différent dans le cas des élancements différents même si la hauteur des bâtiments est la même. Afin de prendre en compte le paramètre d'élancement du bâtiment, trois variantes ont été proposées.

2.5.1. Variante 1

Un bâtiment avec 10 étages à usage d'habitation.
 L'étude d'un bâtiment (RDC+10) à usage d'habitation et une terrasse accessible.
 L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$
 Hauteur de l'étage3.06m

2.5.2. Variante 2

Un bâtiment avec 7 étages à usage d'habitation.

L'étude d'un bâtiment (RDC+7) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06m

2.5.3. Variante 3

Un bâtiment avec 3 étages à usage d'habitation.

L'étude d'un bâtiment (RDC+3) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

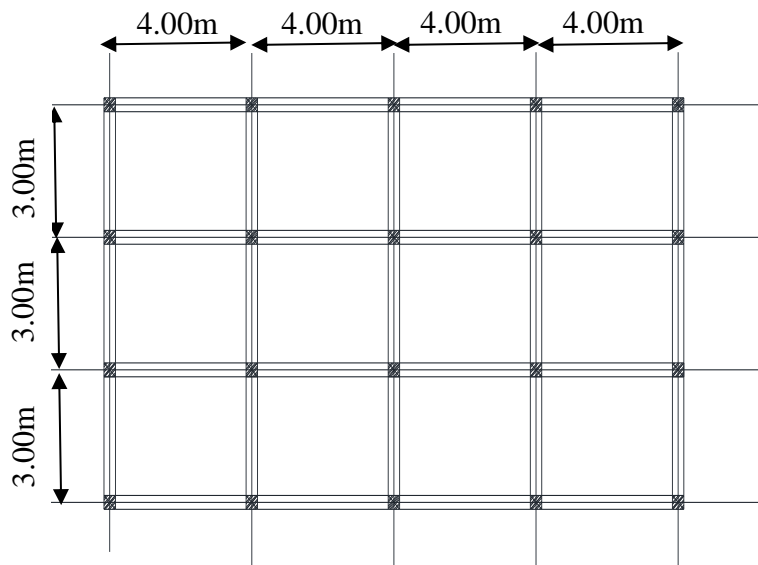


Figure 2.9. Plan pour toutes les variantes

2.6. Paramètre (longueur des travées)

Si la longueur d'une travée est modifiée, le résultat va dépendre de la définition des coordonnées de la charge y étant appliquée. Il peut arriver que des mesures spéciales doivent être prises.

L'effet de la modification de la longueur d'une travée dépend de la définition des coordonnées de la charge (relative ou absolue). Si la charge a été définie en coordonnées relatives, tout se passe sans ambiguïté et l'utilisateur n'a pas à s'en soucier.

D'un autre côté, si la charge par travée est définie en coordonnées absolues, l'utilisateur doit être prudent.

Si la travée en question est allongée, aucune mesure ne doit être prise. La charge peut être placée sur la travée sans aucune correction.

Toutefois, si la travée est raccourcie, et devient plus courte que le domaine absolu d'action de la charge, cette dernière doit être corrigée pour s'adapter à la nouvelle longueur de la travée.

Pour cela, nous avons présenté deux variantes avec de grandes et petites travées.

2.6.1. Variante 1

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec des petites travées.

L'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation et une terrasse accessible.

L'ouvrage est classé comme (Zone IIa) avec $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Hauteur de l'étage3.06m

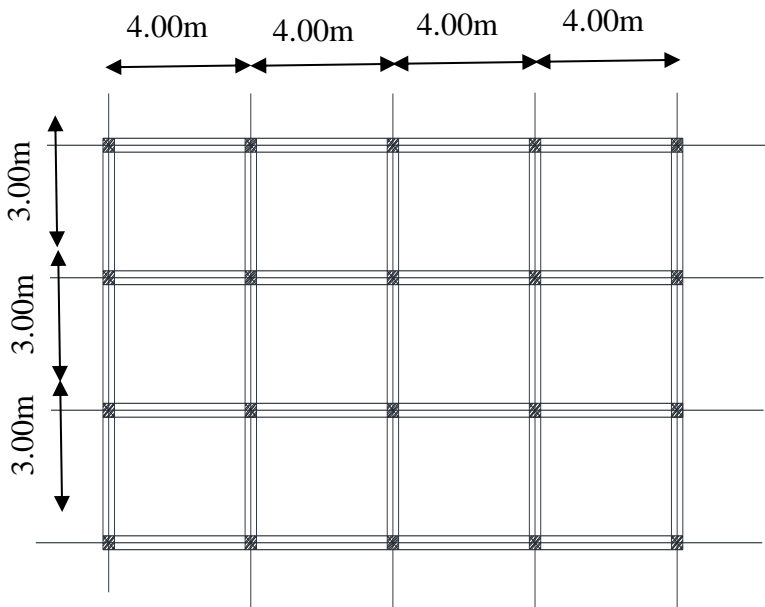


Figure 2.10. Plan avec des petites travées

2.6.2. Variante 2

Un bâtiment avec 5 étages à usage d'habitation avec des grandes travées.

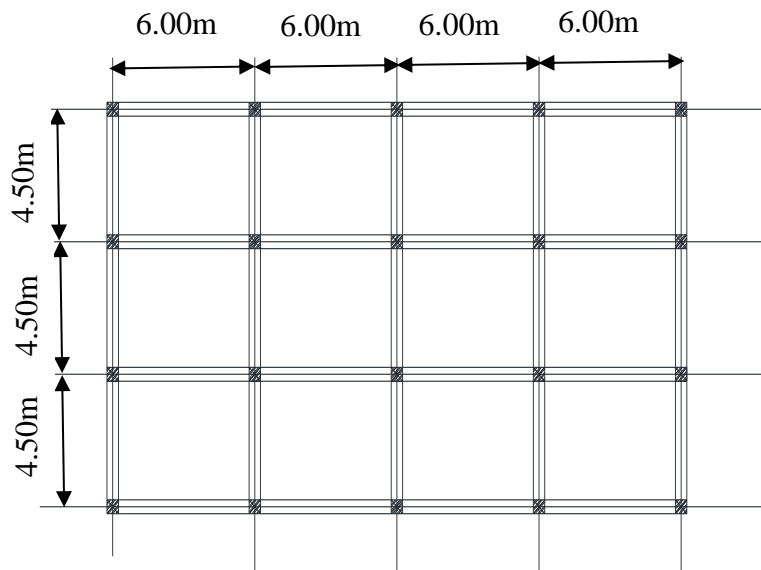


Figure 2.11. Plan avec des grandes travées

2.7. Prédimensionnement

2.7.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments Constituant la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et de béton. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.

2.7.2. Paramètre (régularité en plan)

2.7.2.a. Prédimensionnement des planchers

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées données en référence.

A. Variante 1

$e = 17.5 \text{ cm}$ Pour 4 heures de coup feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique :**

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

Soit : $e = 13 \text{ cm}$.

- **Condition de rigidité :**

Le calcul se fait en considérant la dalle **la plus défavorable**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{50} < e < \frac{L}{40} : \text{Pour les dalles reposant sur 3 et 4 appuis.} \\ \frac{L}{50} < e < \frac{L}{40} : \text{Pour les dalles reposant sur 2 appuis.} \end{array} \right.$$

On a une dalle qui repose sur deux appuis donc :

$$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$$

Lx : portée du panneau le plus sollicité.

On a : $L = 400 \text{ cm}$ donc : $0.11 < e < 0.13$

Donc on choisit : $e = 15 \text{ cm}$.

2.7.2.b. prédimensionnement des poutres

A. Poutre normale

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99".
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

1- Poutres principales (porteuses)

D'après le BAEL91 :

- ♦ $L/15 \leq h \leq L/10$
- ♦ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L : portée maximale de poutre.
- h : hauteur de la section.
- b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 4.00\text{m}$.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad h = 35 \text{ cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad b = 25\text{cm.}$$

2- Poutres secondaires (non porteuses)

D'après le **BAEL91**:

- ♦ $L/15 \leq h \leq L/10$
- ♦ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L : portée maximale de poutre.
- h : hauteur de la section.
- b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 3.00 \text{ m}$.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad h = 30 \text{ cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad b = 20\text{cm.}$$

3-Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$\diamond F_{\max} \leq \frac{L}{1000} \quad \text{si : la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$\diamond F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{si : la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

donnée par : $F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$ Avec:

- F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.
- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la section de la poutre.
- q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS
- E : module d'élasticité différée du béton.
- I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^3}{12}$.

❖ **Poutres principales** : L = 4.00m

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} \quad E = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ Mpa.} \quad I = 8.93 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

Vérification de la rigidité : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = 0.90 \text{ cm} \quad F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

La vérification de la rigidité avec L'ELS

$$q = G + Q$$

1) Charge permanente terrasse et étage courant

G t = poids du plancher + poids de poutre

$$\mathbf{G t} = (5.24 \times (3+3) / 2) + (25 \times 0.25 \times (0.35 - 0.2))$$

$$\mathbf{G t} = 16.66 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q} = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 16.66 + 4.5 = 21.16 \text{ kN/ml}$$

$$F_{\max} = 7.3 \text{ mm} \leq 9 \text{ mm.} \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

❖ **Poutres secondaires** : L = 3.00m

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad E = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ Mpa.} \quad I = 4.5 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

Vérification de la rigidité : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \quad F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

La vérification de la rigidité avec L'ELS

$$q = G + Q$$

2) Charge permanente étage courant

G t = poids du plancher + poids de poutre

$$\mathbf{G t} = (5.24 \times (4+4) / 2) + (25 \times 0.2 \times (0.3 - 0.2))$$

$$\mathbf{G t} = 26.06 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q} = (1.5 \times 4) = 6 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 26.06 + 6 = 32.06 \text{ kN/ml}$$

$$F_{\max} = 6.94 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

B. Poutre noyée

Pour les poutres noyées on prend $h = 20 \text{ cm}$ (la hauteur du plancher)

Vérification de la flèche on utilise programme SAP 2000

1- Poutres principales : $L = 4.00 \text{ m}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = 0.90 \text{ cm}$$

La vérification de la rigidité avec L'ELS

$$q = G + Q$$

$$F_{\max} = 8.23 \text{ mm} \leq 9 \text{ mm.} \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

2- Poutres secondaires : $L = 3.00 \text{ m}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500}$$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} = 0.8cm$$

La vérification de la rigidité avec L'ELS

$$q = G + Q$$

$$F_{\max} = 7.25 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

2.7.2. c. évaluation des charges et des surcharges

A. Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

B. Plancher terrasse (accessible)

La terrasse est accessible et réalisée en corps creux.

- ♦ Charge permanente :

Tableau 2.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m3)	G (KN/m2)
1- Protection lourde	0,05	15	0.75
2- Étanchéité multicouche	0,1	1	0.10
3- Forme de pente	0,1	22	2.20
4- Isolation thermique	0,04	4	0.16
5-plancher en corps creux	0,2	14	2.80
6- enduit de plâtre	0,02	12	0.24
Charge permanente : G			6.25

Charge d'exploitation Terrasse : La plancher terrasse inaccessible $Q=1.00\text{KN/m}^2$

C. Planchers étages courants

Les planchers étages courant sont en corps creux.

- ♦ Charge permanente :

Tableau 2.2. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m3)	G (KN/m2)
1- carrelage	0.02	22	0.44
2- mortier de pose	0.02	20	0.40
3- couche de sable	0.02	18	0.36
4- enduit de plâtre	0.02	12	0.24
5-plancher en corps creux	0.2	14	2.80
6- Closions de distribution	/	/	1
Charge permanente : G			5.24

* Charge d'exploitation étages : usage habitation $Q = 1.5\text{kN/m}^2$

D. Plancher dalle pleine

Tableau 2.3. Evaluation des charges permanentes du plancher dalle pleine .

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m3)	G (KN/m2)
1- carrelage	0.02	22	0.44
2- mortier de pose	0.02	20	0.40
3- couche de sable	0.02	18	0.36
4- enduit de plâtre	0.02	12	0.24
5-plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
6- Cloisons de distribution	/	/	1
Charge permanente : G			6.19

Charge d'exploitation balcon : $Q = 3.5\text{kN/m}^2$

2.7.2.d. prédimensionnement des poteaux

A. Principe (Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple)

Il existe 3 types de poteaux dans la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

B. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1) \text{ BAEL91}$$

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : longueur de flambement ;
- i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.
- B : surface de la section du béton
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$) .
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : section d'acier comprimée.
- B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur surtout son périphérique tel que :
- Poteau rectangulaire : $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{m}^2]$

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

On a $\lambda=35$ $L_f = 0.9L_0$

$$b = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{\lambda} \quad ; \quad L_f = 0.9L_0 = 2.75\text{m}$$

$b=27.21$ cm donc $b=30$ cm

On adopte un poteau $(30 \times 30) \text{cm}^2$

On adopte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

Le poteau plus sollicité : $S=12.00\text{m}^2$

1) Poids revenant au poteau du terrasse

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 12 \times 6.25 = 75\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7\text{kN}$
- $G = 93.36 \text{ KN}$

• Poids revenant au poteau de la terrasse : $G_t = G = 93.36 \text{ KN}$

La charge explantation $Q_0 = Q \times S = 1.5 \times 12 \times 0.3^2$

$$Q_0 = 17.87\text{KN}$$

2) Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7\text{kN}$
- $G = 81.24 \text{ KN}$

• Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = 174.6\text{KN}$

La charge explantation $Q_1 = Q \times S = 1 \times 12 \times 0.3^2 + Q_0$

$$Q_1 = 29.78\text{KN}$$

3) Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7\text{kN}$
- $G = 81.24\text{KN}$

• Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = 255.84\text{KN}$

La charge explantation $Q_2 = Q \times S = 1 \times 12 - 0.3^2 + Q_1$
 $Q_2 = 41.69 \text{KN}$

4) Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88 \text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1 \text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56 \text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7 \text{kN}$
- G = 81.24KN**

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : **$G_3 = 337.08 \text{KN}$**

La charge explantation $Q_3 = Q \times S = 1 \times 12 - 0.3^2 + Q_2$
 $Q_3 = 53.6 \text{KN}$

5) Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88 \text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1 \text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56 \text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7 \text{kN}$
- G = 81.24KN**

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : **$G_2 = 418.32 \text{KN}$**

La charge explantation $Q_4 = Q \times S = 1 \times 12 - 0.3^2 + Q_3$
 $Q_4 = 65.51 \text{KN}$

6) Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88 \text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1 \text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56 \text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7 \text{kN}$
- G = 81.24KN**

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : **$G_1 = 499.56 \text{KN}$**

La charge explantation $Q_5 = Q \times S = 1 \times 12 - 0.3^2 + Q_4$
 $Q_5 = 77.42 \text{KN}$

7) Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12 \times 5.24 = 62.88 \text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.35) = 6.1 \text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3 \times 0.25 \times 0.35 \times 25 = 6.56 \text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4 - 0,2) \times 0,2 \times 0,3 \times 25 = 5.7 \text{kN}$
- G = 81.24KN**

- Poids revenant au poteau du RDC : **$G_5 = 580.8 \text{KN}$**

La charge explantation $Q_6 = Q \times S = 1 \times 12 - 0.3^2 + Q_5$
 $Q_6 = 89.33 \text{KN}$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$0.066 N_u \leq Br \text{ (suivant le BAEL91)}$$

2.4. Les efforts dans les niveaux.

Niveau	Ng(KN)	Nq(KN)	Nu(KN)	Br(mm ²)	a(cm)	b(cm)	choix	Observation
Terrasse	93.36	17.87	152.84	10087.44	10.06	10.06	30*30	Vérifié
5ème Etage	174.6	29.78	280.38	18505.08	13.62	13.62	30*30	Vérifié
4ème Etage	255.84	41.69	407.92	26922.72	16.42	16.42	30*30	Vérifié
3ème Etage	337.08	53.6	535.46	35340.36	18.81	18.81	30*30	Vérifié
2ème Etage	418.32	65.51	663	43758	20.93	20.93	30*30	Vérifié
1 ^{er} Etage	499.56	77.42	790.54	52175.64	22.86	22.86	30*30	Vérifié
RDC	580.8	89.33	918.08	60593.28	24.63	24.63	30*30	Vérifié

B. Pré-dimensionnement variante 2

- Pour les planchers à corps creux $e=20$ cm. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b*h = 65*20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b*h = 15*20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b*h = 25*35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b*h = 20*30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b*h = 30*30 \text{ cm}^2$

C. Pré-dimensionnement variante 3

- Pour les planchers à corps creux $e=20$ cm. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b*h = 65*20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b*h = 15*20 \text{ cm}^2$

- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$

2.7.3. Paramètre (régularité en élévation)

2.7.3.a. Pré-dimensionnement variante 1 (le même que variante 1 du paramètre 1)

2.7.3.b. Pré-dimensionnement variante 2

- Pour les planchers à corps creux $e=20 \text{ cm}$. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 15 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$

2.7.4. Paramètre (l'usage)

2.7.4.a. Pré-dimensionnement variante 1 (le même que variante 1 du paramètre 1)

2.7.4.b. Pré-dimensionnement variante 2

- Pour les planchers dalles pleines $e=15 \text{ cm}$.
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 15 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$

2.7.5. Paramètre (l'élancement)

2.7.5.a. Pré-dimensionnement variante 1

- Pour les planchers à corps creux $e=20 \text{ cm}$. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$

- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 15 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 35 \cdot 35 \text{ cm}^2$

2.7.5.b. Pré-dimensionnement variante 2

- Pour les planchers à corps creux $e=20$ cm. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 15 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$

2.7.5.c. Pré-dimensionnement variante 3

- Pour les planchers à corps creux $e=20$ cm. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm : $e (16+4)$
- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 15 \cdot 20 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 25 \cdot 35 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 30 \text{ cm}^2$

2.7.6. Paramètre (longueur des travées)

2.7.6.a. Pré-dimensionnement variante 1 (le même que variante 1 du paramètre 1)

2.7.6.b. Pré-dimensionnement variante 2

- Pour les planchers à corps creux $e=25$ cm. Ce qui donne un plancher constitué de corps creux de 20 cm et une dalle de compression de 5cm : $e (20+5)$

- Pour les poutres noyées porteuses on prend : $b \cdot h = 300 \cdot 25 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées non porteuses on prend : $b \cdot h = 65 \cdot 25 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres porteuses on prend : $b \cdot h = 35 \cdot 55 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses on prend : $b \cdot h = 30 \cdot 45 \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux on prend : $b \cdot h = 40 \cdot 40 \text{ cm}^2$

2.8. Conclusion

Après pré- dimensionnement de la structure, selon tous les paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), il ressort :

- Des planchers plus esthétiques, avec poutres noyées.
- Des sections plus grandes des poutres noyées.
- Bâtiment de grande travée à utiliser uniquement pour des planchers avec des poutres normales.

Chapitre 3

Etude dynamique

3. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifier et techniquement cohérent.

3.1. Etude sismique

3.2. Paramètre (régularité en plan)

3.2.1. Variante 1

3.2.1.a. Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

3.2.1.b. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.2.1.c. Méthode statique équivalente

a- Principe de la méthode

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) qui traite seulement du 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

a.1- Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

b- Condition d'application de la méthode statique équivalente

b.1-Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA)

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur).
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des Contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à 15% de celle de ce dernier.

b.2-Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA)

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.
- Hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

Méthode d'Analyse Modale Spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

3.2.1.d. Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Avec :

V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de zone; Vu que l'ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation) donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc : $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

- Catégorie S1 « site rocheux »
- Catégorie S2 « site ferme »
- Catégorie S3 « site meuble »

Tableau 3.1. Classification du Site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

Avec

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le Tablea(4.7) Le sol du site de notre bâtiment est meuble(S3) On prend : T₂ = 0.5sec.

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement $\xi 5\%$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 3.2. Valeur de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.82 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le Tableau (4.3 du RPA), en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé par voile. Dans ce structure R = 4

Q : Facteur de qualité ;

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Sachant que :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau 3.3. Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observée (Oui ou Non)	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Non	0.1

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

$$Q = 1 + 0.2 \Rightarrow Q = 1.2$$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0.2$

Pour tous les étages à usage d'habitation RPA99

D'après le SAB2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 7576.32\text{ KN}$.

$$W_{poutre\ noyée} = 7634.94\text{ KN}.$$

✓ Estimation De La Période Fondamentale De La Structure

T : période fondamentale de la structure ; donné par la formule ci-dessus utilisée spécifiquement, pour les systèmes de contreventement assuré par :

1^{ère} formule

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 18.36\text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6 du RPA).

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 (18.36)^{3/4} = 0.443\text{ s}$$

2^{ème} formule

Pour les systèmes de contreventement assurés par :

- Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- Des voiles en partie au dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie.

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{L}} \text{ (Formule 4.7 du RPA)}$$

Avec :

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

H_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

a) Sens longitudinal

$$\text{D'où ; } L_x = 16\text{ m donc } \Rightarrow T_x = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{16}} = 0.413\text{ S}$$

b) Sens transversal

$$\text{D'où ; } L_y = 9\text{ m donc } \Rightarrow T_y = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{9}} = 0.55\text{ S}$$

Donc :

$$T_x = \min(0.443 \text{ sec} ; 0.413 \text{ sec}) = 0.413 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(0.443 \text{ sec} ; 0.55 \text{ sec}) = 0.443 \text{ sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{x.st} = 1.3 \times 0.413 = 0.537 \text{ sec} \\ T_{y.st} = 1.3 \times 0.443 = 0.576 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Calcul de Facteur d'amplification D

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens DX et DY, respectivement pour le sens

-longitudinal et transversal comme suit :

a) Sens longitudinal

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.413 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_x = 2.05$$

b) Sens transversal

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.443 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_y = 2.05$$

✓ **Calcul de La force sismique totale**

1) Poutre normale

a) Sens Longitudinal

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.2 \times 7576.32}{4} = 698915.52 \text{ N} \rightarrow V_x = 69.8915 \text{ t}$$

b) Sens Transversal

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.2 \times 7576.32}{4} = 698915.52 \rightarrow V_y = 69.8915 \text{ t}$$

2) Poutre noyée

a) Sens Longitudinal

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.2 \times 7634.94}{4} = 704323.21 \text{ N} \rightarrow V_x = 70.4323t$$

b) Sens Transversal

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.2 \times 7634.94}{4} = 704323.21 \text{ N} \rightarrow V_y = 70.4323t$$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

Utiliser programme SAP2000

a) Poutre normale

$$V_{dx} = \sum F_i = 722.832 \text{ KN.}$$

$$V_{dy} = \sum F_i = 674.722 \text{ KN.}$$

b) Poutre noyée

$$V_{dx} = \sum F_i = 463.7 \text{ KN.}$$

$$V_{dy} = \sum F_i = 414.78 \text{ KN.}$$

3.2.1.e. Etude dynamique

a. Disposition des voiles

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

a) poutre normale

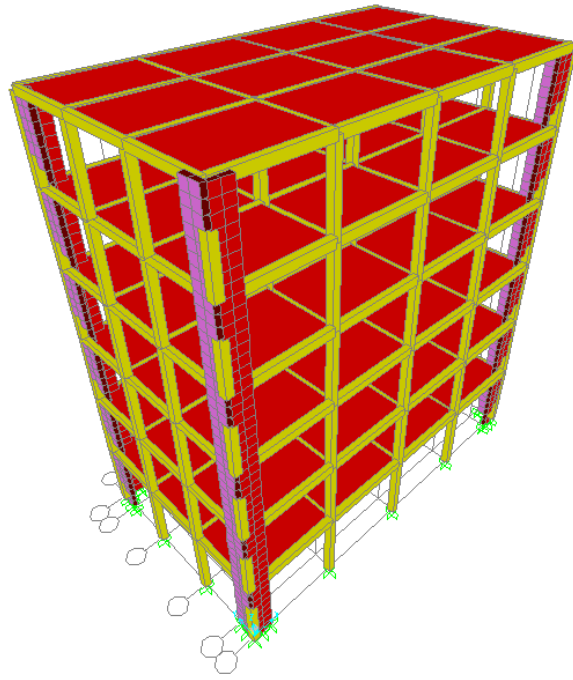


Figure 3.1. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000poutres normales plan régulier

b) Poutre noyée

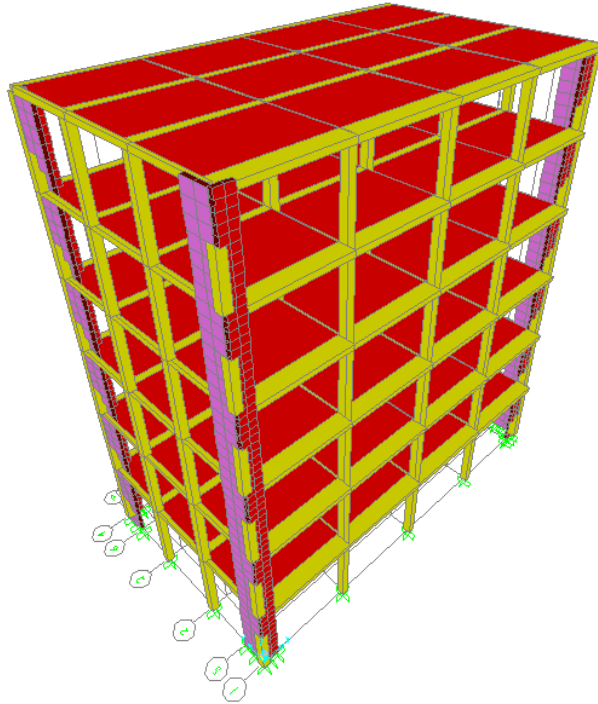


Figure 3.2. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000 poutres noyées plan régulier

✓ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

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

$$\text{Nombre des modes minimales } K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2 \text{ sec} \quad \text{RPA (4-14)}$$

N : nombre des niveaux.

T_k la période du mode K

$$K \geq 3 \sqrt{6} \Rightarrow K \geq 7.35 \Rightarrow \text{On prend 8 modes}$$

a) Poutre normale

Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Tableau 3.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique (poutres normales - plan régulier)

Modes	Périodes (sec)	Masses modale		Masses Cumulées	
		U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.867	0.000	0.7556	0.000	0.7557
Mode 2	0.792	0.7659	0.7659	0.7659	0.7557
Mode 3	0.623	0.000	0.000	0.7659	0.7557
Mode 4	0.244	0.000	0.1318	0.7659	0.8874
Mode 5	0.230	0.2304	0.1245	0.8904	0.8874
Mode 6	0.165	0.000	0.000	0.8904	0.8874
Mode 7	0.113	0.000	0.0569	0.8904	0.9443
Mode 8	0.110	0.0548	0.000	0.9453	0.9443

b) Poutre noyée

Tableau 3.5. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique (poutres noyées - plan régulier)

Modes	Périodes (sec)	Masses modale		Masses Cumulées	
		U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	1.188	0.000	0.7114	0.000	0.7114
Mode 2	1.055	0.7796	0.000	0.7796	0.7114
Mode 3	0.7954	0.000	0.000	0.7796	0.7114
Mode 4	0.3135	0.1164	0.000	0.8960	0.7114
Mode 5	0.2789	0.000	0.1658	0.8960	0.8773
Mode 6	0.1884	0.000	0.000	0.8960	0.8773
Mode 7	0.1558	0.0515	0.000	0.9476	0.8773
Mode 8	0.1137	0.000	0.0653	0.9476	0.9426

a- Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

a) Poutre normale

$$\begin{aligned} V_{dx} \geq 0.8V_{st} &\Rightarrow 698.915 \text{ KN} \geq 578.265 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \\ V_{dy} \geq 0.8V_{st} &\Rightarrow 698.915 \text{ KN} \geq 539.777 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \end{aligned}$$

b) Poutre noyée

$$\begin{aligned} V_{dx} \geq 0.8V_{st} &\Rightarrow 704.323 \text{ KN} \geq 370.960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \\ V_{dy} \geq 0.8V_{st} &\Rightarrow 704.323 \text{ KN} \geq 331.824 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \end{aligned}$$

b- Vérification des déplacements

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage Δk par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Sachant que

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA(Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) R : coefficient de comportement (R = 4).

$$\Delta_{adm} = 1\% h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

a) Poutre normale

Tableau 3.6. Déplacements (poutres normales - plan régulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		hJ (m)	0,01hJ (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(cm)$		
5	2.53	2.86	4	10.12	11.44	1.32	1.56	3.06	3,06
4	2.2	2.47	4	8.8	9.88	1.64	1.96	3.06	3,06
3	1.79	1.98	4	7.16	7.92	2	2.32	3.06	3,06
2	1.29	1.4	4	5.16	5.6	2.2	2.4	3.06	3,06
1	0.74	0.8	4	2.96	3.2	1.96	2.16	3.06	3,06
RDC	0.25	0.26	4	1	1.04	1	1.04	3.06	3.06

b) Poutre noyée

Tableau 3.7. Déplacements (poutres noyées - plan régulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		hJ (m)	0,01hJ (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(cm)$		
5	2.74	3.39	4	10.96	13.56	1.2	2.52	3.06	3,06
4	2.44	2.76	4	9.76	11.04	1.72	2.72	3.06	3,06
3	2.01	2.08	4	8.04	8.32	2.12	2.8	3.06	3,06
2	1.48	1.38	4	5.92	5.52	2.2	2.4	3.06	3,06
1	0.87	0.73	4	3.48	2.92	2.44	2.6	3.06	3,06
RDC	0.3	0.22	4	1.2	0.88	1.2	0.88	3.06	3.06

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs à Δ_{adm} ($\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$). Condition vérifiée dans tous les niveaux.

c- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou 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 a tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{Pk \times \Delta_k}{k} \leq 0.1$$

$$V_k \times h_k$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

ΔK : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(K).

$$P_k = \sum (W_{\text{col}} + \beta W_{\text{oi}})$$

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $(1 / (1 - q_k))$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

a) Poutre normale

Tableau 3.8. Vérification à l'effet P- Δ (poutres normales - plan régulier)

Niveau	h _{k(m)}	P _{k(KN)}	Sens(x-x)			Sens(y-y)		
			ΔK(cm)	V _{k(KN)}	θ _k	ΔK(m)	V _{k(KN)}	θ _k
RDC	3.06	7497.63	0.25	722.76	0.008	0.26	674.70	0.009
1 ^{ère} étage	3.06	6201.76	0.49	693.46	0.014	0.54	646.47	0.016
2 ^{ème} étage	3.06	5078.87	0.55	627.76	0.014	0.6	583.87	0.017
3 ^{ème} étage	3.06	3727.84	0.5	529.79	0.011	0.58	509.41	0.013
4 ^{ème} étage	3.06	2179.11	0.41	400.17	0.007	0.49	378.38	0.009
5 ^{ème} étage	3.06	1364.07	0.33	237.98	0.006	0.39	228.19	0.007

b) Poutre noyée

Tableau 3.9. Vérification à l'effet P- Δ (poutres noyées - plan régulier)

Niveau	h _{k(m)}	P _{k(KN)}	Sens(x-x)			Sens(y-y)		
			ΔK(cm)	V _{k(KN)}	θ _k	ΔK(m)	V _{k(KN)}	θ _k
RDC	3.06	7618.36	0.3	463.65	0.016	0.63	414.73	0.037
1 ^{ère} étage	3.06	6379.28	0.43	441.56	0.02	0.68	393.12	0.036
2 ^{ème} étage	3.06	5120.64	0.53	396.72	0.022	0.7	351.33	0.033
3 ^{ème} étage	3.06	3755.48	0.61	344.70	0.021	0.65	301.35	0.026
4 ^{ème} étage	3.06	2625.21	0.57	255.68	0.019	0.51	239.32	0.018
5 ^{ème} étage	3.06	1237.61	0.3	154.97	0.007	0.22	157.43	0.005

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets (P-Δ) peuvent être négligés, lorsque $\theta_k < 0.1$

d-Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : l'effort normal maximal

B_c : l'aire de section brute

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

a) Poutre normale

Tableau 3.10. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - plan régulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	608.88	25	0.27	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.11. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - plan régulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	625.14	25	0.27	C.V

3.2.1.f. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons satisfait toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

3.2.2. Etude dynamique variante 2

a. étude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 6568.35\text{KN}$.
 $W_{poutre\ noyée} = 6927.09\text{KN}$.

➤ La force sismique totale : $V_{x,y}(\text{poutre normale}) = 605.930\text{KN}$.

$$V_{x,y}(\text{poutre noyée}) = 639.024\text{KN}.$$

➤ Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adoptera :

a) **Poutre normale** : $V_{dy,x} = \sum F_i = 589.377 \text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 562.531 \text{ KN}.$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dy,x} = \sum F_i = 397.965 \text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 341.756 \text{ KN}.$$

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 5 modes pour la poutre normale et 8 modes pour la poutre noyée.

➤ La résultante des forces sismiques :

a) **Poutre normale** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 605.930 \text{ KN} \geq 471.501 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 605.930 \text{ KN} \geq 450.024 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 639.024 \text{ KN} \geq 318.372 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 639.024 \text{ KN} \geq 273.404 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ Les déplacements :

a) **Poutre normale**

Tableau 3.12. Déplacements (poutres normales - plan légèrement irrégulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(\text{cm})$		
5	3.14	3.36	4	12.56	13.44	0.92	1.44	3.06	3,06
4	2.91	3	4	11.64	12	1.6	2	3.06	3,06
3	2.51	2.5	4	10.04	10	2.2	2.6	3.06	3,06
2	1.96	1.85	4	7.84	7.4	2.68	2.96	3.06	3,06
1	1.29	1.11	4	5.16	4.44	2.96	2.84	3.06	3,06
RDC	0.55	0.4	4	2.2	1.6	2.2	1.6	3.06	3.06

b) Poutre noyée

Tableau 3.13. Déplacements (poutres noyées - plan légèrement irrégulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01h _J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(cm)$		
5	2.51	3.43	4	10.04	13.72	1.16	2.44	3.06	3,06
4	2.22	2.82	4	8.88	11.28	1.56	2.72	3.06	3,06
3	1.83	2.14	4	7.32	8.56	2	2.8	3.06	3,06
2	1.33	1.44	4	5.32	5.76	2.2	2.68	3.06	3,06
1	0.78	0.77	4	3.12	3.08	2.04	2	3.06	3,06
RDC	0.27	0.24	4	1.08	0.96	1.08	0.96	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.14. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - plan légèrement irrégulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Touts les stages	30X30	611.011	25	0.27	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.15. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - plan légèrement irrégulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Touts les stages	30X30	625.35	25	0.27	C.V

3.2.3. Etude dynamique variante 3

a. Etude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 5013.24\text{KN}$.
 $W_{poutre\ noyée} = 5271.72\text{KN}$.

- La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre\ normale) = 462.471\text{KN}$.

$$V_{x,y}(poutre\ noyée) = 486.316\text{KN}.$$

- Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adoptera :

a) **Poutre normale** : $V_{dx} = \sum F_i = 459.056\text{KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 438.368\text{KN}.$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dx} = \sum F_i = 301.706\text{KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 268.881\text{KN}.$$

- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 8 modes pour les 2 cas.
- La résultante des forces sismiques :

a) **Poutre normale** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 462.471\text{KN} \geq 367.244\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 462.471\text{KN} \geq 350.694\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 486.316\text{KN} \geq 241.364\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 486.316\text{KN} \geq 215.104\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Les déplacements :

a) **Poutre normale**

Tableau 3.16. Déplacements (poutres normales - plan fortement irrégulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(\text{cm})$		
5	2.95	3.25	4	11.8	13	0.84	1.44	3.06	3,06
4	2.74	2.89	4	10.96	11.56	1.52	2	3.06	3,06
3	2.36	2.39	4	9.44	9.56	2.12	2.56	3.06	3,06
2	1.83	1.75	4	7.32	7	2.52	2.84	3.06	3,06
1	1.2	1.04	4	4.8	4.16	2.8	2.16	3.06	3,06
RDC	0.5	0.36	4	2	1.44	2	2.72	3.06	3,06

b) **Poutre noyée**

Tableau 3.17. Déplacements (poutres noyées - plan fortement irrégulier)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\delta_K = R\delta_{eK}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	Δ_x (cm)		
5	2.48	3.27	4	9.92	13.08	1	2.4	3.06	3,06
4	2.23	2.67	4	8.92	10.68	1.48	2.56	3.06	3,06
3	1.86	2.03	4	7.44	8.12	1.92	2.72	3.06	3,06
2	1.38	1.35	4	5.52	5.4	2.2	2.52	3.06	3,06
1	0.83	0.72	4	3.32	2.88	2.12	2	3.06	3,06
RDC	0.3	0.22	4	1.2	0.88	1.2	0.88	3.06	3.06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.18. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - plan fortement irrégulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	609.74	25	0.27	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.19. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - plan fortement irrégulier)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	625.56	25	0.27	C.V

3.3. Paramètre (régularité en élévation)

3.3.1. Etude dynamique variante 1 (les mêmes résultats telles que variante 1 du 1^{er} paramètre)

3.3.2. Etude dynamique variante 2

a. Etude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre normale} = 5435.64 \text{ KN}$.
 $W_{poutre noyée} = 5634.72 \text{ KN}$.

- La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre normale) = 504.377 \text{ KN}$.

$$V_{x,y}(poutre noyée) = 519.802 \text{ KN}.$$

- Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adaptera :

a) **Poutre normale** : $V_{dx} = \sum F_i = 520.236 \text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 464.531 \text{ KN}.$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dx} = \sum F_i = 350.291 \text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 293.002 \text{ KN}.$$

- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 8 modes pour les 2 cas.
- La résultante des forces sismiques :

a) **Poutre normale** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 504.377 \text{ KN} \geq 416.188 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

$$V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 504.377 \text{ KN} \geq 371.624 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) **Poutre noyée** : $V_{dy,x} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 519.802 \text{ KN} \geq 280.232 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

$$V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 519.802 \text{ KN} \geq 234.401 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Les déplacements :

a) **Poutre normale**

Tableau 3.20. Déplacements (poutres normales - plan régulier en élévation)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(\text{cm})$		
5	2.6	3.28	4	10.4	13.12	1.16	1.44	3.06	3,06
4	2.31	2.92	4	9.24	11.68	1.64	2.04	3.06	3,06
3	1.9	2.41	4	7.6	9.64	1.96	2.52	3.06	3,06
2	1.41	1.78	4	5.64	7.12	2.2	2.88	3.06	3,06
1	0.86	1.06	4	3.44	4.24	2.12	2.76	3.06	3,06
RDC	0.33	0.37	4	1.32	1.48	1.32	1.48	3.06	3,06

b) **Poutre noyée**

Tableau 3.21. Déplacements (poutres noyées - plan irrégulier en élévation)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (m)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	Δ_x (cm)		
5	2.57	2.88	4	10.28	11.52	1.28	2.08	3.06	3,06
4	2.25	2.36	4	9	9.44	1.68	2.24	3.06	3,06
3	1.83	1.80	4	7.32	7.20	2	2.36	3.06	3,06
2	1.33	1.21	4	5.32	4.84	2.16	2.24	3.06	3,06
1	0.79	0.65	4	3.16	2.60	2	1.8	3.06	3,06
RDC	0.29	0.20	4	1.16	0.80	1.16	0.8	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.22. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - plan irrégulier en élévation)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	607.64	25	0.27	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.23. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - plan irrégulier en élévation)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	283.33	25	0.12	C.V

3.4. Paramètre (l'usage)

3.4.1. Etude dynamique variante 1 (les mêmes résultats telles que variante 1 du 1^{er} paramètre)

3.4.2. Etude dynamique variante 2

a. Etude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre normale} = 6568.35\text{KN}$.
 $W_{poutre noyée} = 6927.09\text{KN}$.
- La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre normale) = 747.850\text{KN}$.
 $V_{x,y}(poutre noyée) = 827.357\text{KN}$.
- Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adaptera :
 - a) **Poutre normale** : $V_{dx} = \sum F_i = 532.963\text{KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 499.612\text{KN}$.
 - b) **Poutre noyée** : $V_{dx} = \sum F_i = 546.171\text{KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 476.219\text{KN}$.
- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 8 modes pour les 2 cas.
- La résultante des forces sismiques :
 - a) **Poutre normale** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 747.850\text{KN} \geq 426.370\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 $V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 747.850\text{KN} \geq 399.689\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 - b) **Poutre noyée** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 827.357\text{KN} \geq 436.936\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 $V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 827.357\text{KN} \geq 380.975\text{KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
- Les déplacements :
 - a) **Poutre normale**

Tableau 3.24. Déplacements (poutres normales - plancher au dalles pleines)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$	R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
5	2.6	2.85	4	10.40	11.40	0.72	1.04	3.06	3,06
4	2.42	2.59	4	9.68	10.36	1.28	1.60	3.06	3,06
3	2.1	2.19	4	8.40	8.76	1.84	2.12	3.06	3,06
2	1.64	1.66	4	6.56	6.64	2.24	2.52	3.06	3,06
1	1.08	1.03	4	4.32	4.12	2.48	2.28	3.06	3,06
RDC	0.46	0.38	4	1.84	1.52	1.84	1.84	3.06	3,06

b) Poutre noyée

Tableau 3.25. Déplacements (poutres noyées - plancher au dalles pleines)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$	R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
5	2.73	3.51	4	10.92	14.04	1.20	2.60	3.06	3,06
4	2.43	2.86	4	9.72	11.44	1.68	2.80	3.06	3,06
3	2.01	2.16	4	8.04	8.64	2.16	2.92	3.06	3,06
2	1.47	1.43	4	5.88	5.72	2.44	2.68	3.06	3,06
1	0.86	0.76	4	3.44	3.04	2.24	2.12	3.06	3,06
RDC	0.30	0.23	4	1.20	0.92	1.20	0.92	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.26. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - plancher au dalles pleines)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
RDC+1 étage	35X35	817.63	25	0.26	C.V
3+4+5 étage	30X30	537.15	25	0.23	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.27. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - plancher au dalles pleines)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	35x35	841.56	25	0.27	C.V

3.5. Paramètre (l'élancement)

3.5.1. Etude dynamique variante 1

a. Etude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 14184.64\text{KN}$.
 $W_{poutre\ noyée} = 16210.73\text{ KN}$.
- La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre\ normale) = 1308.533\text{KN}$.
 $V_{x,y}(poutre\ noyée) = 1495.439\text{KN}$.
- Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adoptera :
 - a) **Poutre normale** : $V_{dx} = \sum F_i = 711.381\text{ KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 627.307\text{ KN}$.
 - b) **Poutre noyée** : $V_{dx} = \sum F_i = 744.11\text{ KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 709.937\text{ KN}$.
- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 8 modes pour les 2 cas.
- La résultante des forces sismiques :
 - a) **Poutre normale** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1308.533\text{ KN} \geq 569.104\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 $V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1308.533\text{ KN} \geq 501.845\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 - b) **Poutre noyée** : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1495.439\text{ KN} \geq 595.288\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
 $V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1495.439\text{ KN} \geq 567.949\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$
- Les déplacements :
 - a) **Poutre normale**

Tableau 3.28. Déplacements (poutres normales - bâtiment R+10)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$		
10	4.17	5.30	4	16.68	21.20	0.52	0.80	3.06	3,06
9	4.04	5.10	4	16.16	20.40	0.76	1.08	3.06	3,06
8	3.85	4.83	4	15.40	19.32	1.08	1.48	3.06	3,06
7	3.58	4.46	4	14.32	17.84	1.36	1.76	3.06	3,06
6	3.24	4.02	4	12.96	16.08	1.60	2.08	3.06	3,06
5	2.84	3.50	4	11.36	14.00	1.80	2.36	3.06	3,06
4	2.39	2.91	4	9.56	11.64	2.00	2.52	3.06	3,06
3	1.89	2.28	4	7.56	9.12	2.16	2.72	3.06	3,06
2	1.35	1.60	4	5.40	6.40	2.20	2.72	3.06	3,06
1	0.80	0.92	4	3.20	3.68	2.08	2.44	3.06	3,06
RDC	0.28	0.31	4	1.12	1.24	1.12	1.24	3.06	3,06

b) Poutre noyée

Tableau 3.29. Déplacements (poutres noyées - bâtiment R+10)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (m)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		R	$R\delta_x$	$R\delta_y$	Δ_x (cm)		
10	4.78	5.38	4	19.12	21.52	1.36	2.20	3.06	3,06
9	4.46	4.83	4	17.84	19.32	1.48	2.28	3.06	3,06
8	4.09	4.26	4	16.36	17.04	1.64	2.32	3.06	3,06
7	3.68	3.68	4	14.72	14.72	2.40	2.40	3.06	3,06
6	3.21	3.08	4	12.84	12.32	2.40	2.40	3.06	3,06
5	2.69	2.48	4	10.76	9.92	2.36	2.36	3.06	3,06
4	2.14	1.89	4	8.56	7.56	2.24	2.24	3.06	3,06
3	1.57	1.33	4	6.28	5.32	2.00	2.00	3.06	3,06
2	1.02	0.83	4	4.08	3.32	2.44	1.68	3.06	3,06
1	0.53	0.41	4	2.12	1.64	1.68	1.16	3.06	3,06
RDC	0.16	0.12	4	0.64	0.48	1.16	0.48	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.30. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - bâtiment R+10)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les stages	40X40	1133.01	25	0.28	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.31. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - bâtiment R+10)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	40X40	1181.21	25	0.29	C.V

3.5.2. Etude dynamique variante 2

a. Etude sismique

➤ D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 9782.68\text{KN}$.

$$W_{poutre\ noyée} = 9946.52\text{KN}.$$

➤ La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre\ normale) = 902.452\text{KN}$.

$$V_{x,y}(poutre\ noyée) = 917.536\text{KN}.$$

➤ Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adaptera :

a) Poutre normale : $V_{dx} = \sum F_i = 578.055\text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 528.718\text{ KN}.$$

b) Poutre noyée : $V_{dx} = \sum F_i = 543.744\text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 486.986\text{ KN}.$$

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 7 modes pour poutre normale et 8 modes pour poutre noyée.

➤ La résultante des forces sismiques :

a) Poutre normale : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 902.452\text{ KN} \geq 462.444\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 902.452\text{ KN} \geq 422.974\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

b) Poutre noyée : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 917.536\text{ KN} \geq 434.995\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 917.536\text{ KN} \geq 389.588\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ Les déplacements :

a) Poutre normale

Tableau 3.32. Déplacements (poutres normales - bâtiment R+7)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$		
7	3.02	3.55	4	12.08	14.20	0.56	0.80	3.06	3,06
6	2.88	3.35	4	11.52	13.40	0.96	1.28	3.06	3,06
5	2.64	3.03	4	10.56	12.12	1.32	1.64	3.06	3,06
4	2.31	2.62	4	9.24	10.48	1.64	2.04	3.06	3,06
3	1.90	2.11	4	7.60	8.44	1.92	2.32	3.06	3,06
2	1.42	1.53	4	5.68	6.12	2.12	2.48	3.06	3,06
1	0.89	0.91	4	3.56	3.64	2.16	2.32	3.06	3,06
RDC	0.35	0.33	4	1.40	1.32	1.40	1.32	3.06	3,06

b) Poutre noyée

Tableau 3.33. Déplacements (poutres noyées - bâtiment R+7)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$		
7	3.35	4.20	4	13.40	16.80	1.12	2.36	3.06	3,06
6	3.07	3.61	4	12.28	14.44	1.44	2.48	3.06	3,06
5	2.71	2.99	4	10.84	11.96	1.76	2.56	3.06	3,06
4	2.27	2.35	4	9.08	9.40	2.04	2.00	3.06	3,06
3	1.76	1.70	4	7.04	6.80	2.20	2.56	3.06	3,06
2	1.21	1.09	4	4.84	4.36	2.20	2.20	3.06	3,06
1	0.66	0.55	4	2.64	2.20	1.80	1.80	3.06	3,06
RDC	0.21	0.16	4	0.84	0.64	0.84	0.64	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.34. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - bâtiment R+7)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	35X35	808.98	25	0.26	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.35. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - bâtiment R+7)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	35X35	842.67	25	0.27	C.V

3.5.3. Etude dynamique variante 3

a. Etude sismique

- D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 4600.179\text{KN}$.
 $W_{poutre\ noyée} = 4913.320\text{KN}$.

- La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre\ normale) = 424.366\text{KN}$.
 $V_{x,y}(poutre\ noyée) = 453.253\text{KN}$.

- Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adaptera :

a) Poutre normale : $V_{dx} = \sum F_i = 361.595\text{ KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 353.034\text{ KN}$.

b) Poutre noyée : $V_{dx} = \sum F_i = 375.041\text{ KN}$.
 $V_{dy} = \sum F_i = 313.564\text{ KN}$.

- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 5 modes pour les 2 cas

- La résultante des forces sismiques :

a) Poutre normale : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 424.366\text{ KN} \geq 289.276\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 424.366\text{ KN} \geq 282.427\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

b) Poutre noyée : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 453.253\text{ KN} \geq 300.032\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 453.253 \text{ KN} \geq 250.851 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Les déplacements :

a) Poutre normale

Tableau 3.36. Déplacements (poutres normales - bâtiment R+3)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		hJ (m)	0,01hJ (cm)
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(\text{cm})$		
3	1.81	1.76	4	7.24	7.04	0.92	1.24	3.06	3,06
2	1.58	1.45	4	6.32	5.80	1.80	2.04	3.06	3.06
1	1.13	0.96	4	4.52	3.76	2.40	2.28	3.06	3,06
RDC	0.53	0.37	4	2.12	1.48	2.12	1.48	3.06	3,06

b) Poutre noyée

Tableau 3.37. Déplacements (poutres noyées - bâtiment R+3)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		hJ (m)	0,01hJ (cm)
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_y(\text{cm})$		R	R δ_x	R δ_y	$\Delta_x(\text{cm})$		
3	1.82	2.41	4	7.28	9.64	1.20	2.64	3.06	3,06
2	1.52	1.75	4	6.08	7.00	2.00	2.96	3.06	3.06
1	1.02	1.01	4	4.08	4.04	2.40	2.72	3.06	3,06
RDC	0.42	0.33	4	1.68	1.32	1.68	1.32	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.38. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales - bâtiment R+3)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	417.28	25	0.18	C.V

b) Poutre noyée

Tableau 3.39. Résultats des efforts normaux réduits (poutres noyées - bâtiment R+3)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Tous les étages	30X30	425.56	25	0.19	C.V

3.6. Paramètre (longueur des travées)

3.6.1. Etude dynamique variante 1 (les mêmes résultats telles que variante 1 du 1^{er} paramètre)

3.6.2. Etude dynamique variante 2

a. Etude sismique

➤ D'après le SAP2000 le poids de la structure est : $W_{poutre\ normale} = 18464.535\text{KN}$.

➤ La force sismique totale : $V_{x,y}(poutre\ normale) = 1703.353\text{KN}$.

➤ Pour la résultante des forces sismiques selon la hauteur on adaptera :

a) Poutre normale : $V_{dx} = \sum F_i = 1435.516\text{ KN}$.

$$V_{dy} = \sum F_i = 1276.960\text{ KN}.$$

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : On prend 5 modes

➤ La résultante des forces sismiques :

a) Poutre normale : $V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1703.353\text{ KN} \geq 1148.412\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 1703.353\text{ KN} \geq 1021.568\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ Les déplacements :

a) Poutre normale

Tableau 3.40. Déplacements (poutres normales - longues travées)

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_J (m)	0,01 h_J (cm)
	$\delta_x(cm)$	$\delta_y(cm)$	R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
5	1.75	2.34	4	7.00	9.36	0.52	0.76	3.06	3,06
4	1.62	2.15	4	6.48	8.60	0.92	1.28	3.06	3,06
3	1.39	1.83	4	5.56	7.32	1.24	1.72	3.06	3,06
2	1.08	1.40	4	4.32	5.60	1.72	2.04	3.06	3,06
1	0.65	0.89	4	2.60	3.56	1.44	2.16	3.06	3,06
RDC	0.29	0.35	4	1.16	1.40	1.16	1.40	3.06	3,06

➤ L'effort normal réduit :

a) Poutre normale

Tableau 3.41. Résultats des efforts normaux réduits (poutres normales – (longues travées)

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd(KN)	Vérification
Touts les stages	45X45	1569.20	25	0.30	C.V

3.7. Conclusion

Après étude dynamique de la structure, selon tous les paramètres (avec des formes régulières en plan, irrégulières ou irrégulières en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), il ressort que :

- Une force sismique importante, appliquée sur la poutre noyée.
- Des planchers avec poutres noyées, souples avec déplacements relatifs inter étages conséquents, par rapport à celui à poutres normales, rigides avec des déplacements relatifs inter étages moyens.

Chapitre 4

Ferrailage des éléments principaux

4.1. Paramètre (régularité en plan)

4.1.1. Variante 1

4.1.1.a. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Dans ce chapitre on étudie le ferrailage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

4.1.1.b. Définition

- Poteaux : Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.
- Poutres : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

4.1.1.c. Ferrailage des portiques

Combinaisons d'actions

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont

- Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91
 - $1,35G+1,5Q$ Etat limite ultime.
 - $G+Q$ Etat limite service.
- Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel SAP2000.

a. Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V03 et le BAEL 91. Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIa.

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

1) Ferrailage réglementaire

a) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1]

❖ Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section,

Donc

- Armature minimale : 0,5% B
- Armatures maximales {4% B en zone courante / 6% B en zone de recouvrement

Avec B : est la section de la poutre

❖ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].

Avec :

b est la largeur de la section.

S est l'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $S = \min (h/4 ; 30\text{cm})$
- En dehors de la zone nodale : $S = h/2$

➤ Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est

$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow$ Pour les armatures tendues (BAEL91)

b) Vérification vis-à-vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification
- Fissuration préjudiciable :
- Fissuration très préjudiciable :

Ou $\sigma = 1.60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On doit vérifier que

Tableau 4.1. Récapitulatif des moments fléchissants et efforts tranchants.

Combinaisons Types	Etat limite ultime [E.L.U]		Etat limite service [E.L.S]		Situation accidentelle		Efforts Tranchants
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	
Moments							T [KN]
Poutre Principales	28.163	-43,752	20.559	-31,957	39,543	-71,478	67,606
Poutre Secondaires	7.926	-10.832	5.729	-7.883	36.742	-42.591	28.694

❖ **Armatures longitudinales :**

- **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

➤ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

$h=35\text{cm}$; $b=25\text{cm}$; $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5\text{cm}$

- Poutre principale : $A_{min} = 0,23 \times 25 \times 31,5 \times 2,1/400 = 0,95 \text{ cm}^2$

$h=30\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1/400 = 0,65 \text{ cm}^2$

• **Exemple de calcul :**

1.a. Poutres principales

a) En travée

❖ **Situations durables et transitoire :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :** $M_{tu} = 28,163 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,08 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) donc **A' n'existe pas**
 $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$

❖ **Détermination des armatures :**

$A = 2,68 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 4,375 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– **Vérification Etat limite service (ELS) :** $M_{ts} = 20,559 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $\alpha \leq + \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Avec : $\gamma = 1,37$

$\alpha = 0,074 \leq 0,385$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu nuisible

⇒ **Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour σ_s)**

❖ **Situations accidentelles :**

$M_{\text{aacc}} = 39,543 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,112 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) donc **A' n'existe pas**
 $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$

❖ **Détermination des armatures :**

$A_{\text{acc}} = 3,83 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{acc}}) = 4,375 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **Choix des armatures :**

5T12 ----- $A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) En appuis

❖ **Situations durables et transitoire :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

– **Etat limite ultime (E.L.U) :** $M_{\text{au}} = 43,752 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,125 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) donc **A' n'existe pas**
 $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,167$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 4.375 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Vérification Etat limite service (ELS) :** $M_{ts} = 20.559 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire
- Acier FeE400

$$\alpha \leq + \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = 1.37$$

$$\alpha = 0.074 \leq 0.385$$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu nuisible

⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour σ_s)

❖ **Situations accidentelles :**

$$M_{\text{aacc}} = 71,478 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,203 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400) donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.287$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_{\text{acc}} = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{acc}}) = 7.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Choix des armatures :**

$$3T14+3T12 \text{ ----- } A=8.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Vérification des armatures transversales

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

Avec :

Tu : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Selon le BAEL 91 modifié 99

=Min (Fissuration peu préjudiciable).

$$\tau_u = [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

❖ **Section et écartement des armatures transversales :**

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}; \phi_L \right) [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,22}]$$

Avec :

- h : hauteur totale de la poutre.
- ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.
- b₀ : largeur de la poutre.

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{35}{35}, \frac{25}{10}; 14 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Choix : 4T6 At=1,13 cm²

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 28,35 \text{ cm donc } St = 25 \text{ cm.}$$

❖ **Selon (R.P.A.99version2003) :**

-Zone Nodale : $St \leq \min (h/4 ; 30 \text{ cm})$ donc $St \leq 8,75$ alors $St = 10 \text{ cm}$.

-Zone Courante : $St \leq h/2$ donc $St \leq 35/2 = 17,5$ alors $St = 15 \text{ cm}$

1.b. Poutres secondaires

❖ **Armatures longitudinales :**

On a

- As=4.36 cm²/ ml (en travée)
- As=5.16 cm²/ ml (en appuis)

(As calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

❖ **Choix des armatures :**

- 5T12 AS=5.65 cm²/ ml (en travée)
- 5T12 AS=5.65 cm²/ ml (en appuis)

❖ **Armatures transversales :**

- **Choix : 4T6 At=1,13 cm²**

❖ **Selon (R.P.A.99version2003) :**

-Zone Nodale St = 10 cm.

-Zone Courante St = 15 cm

2) Schéma de ferrailage

a) Poutres principales

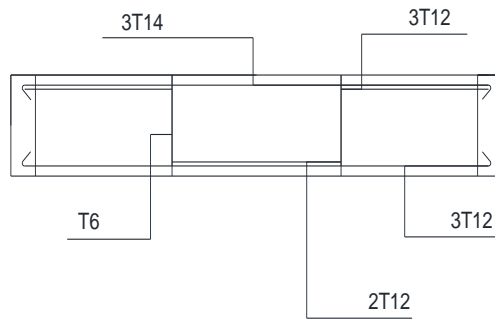
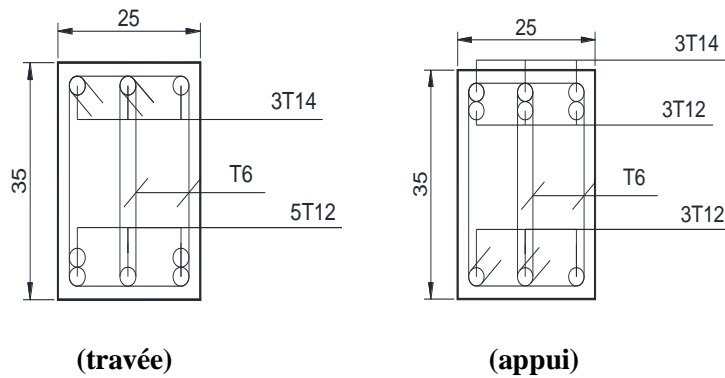


Figure 4.1. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (plan régulier)



(travée) (appui)
Figure 4.2. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (plan régulier)

b) Poutres secondaires

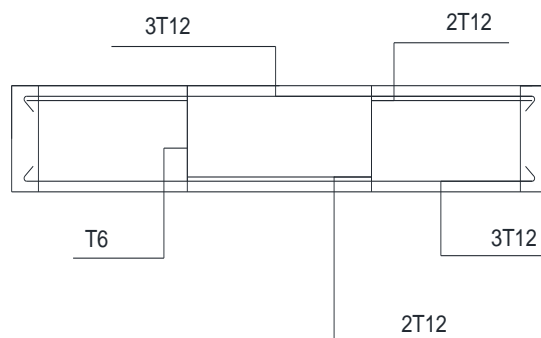


Figure 4.3. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (plan régulier)

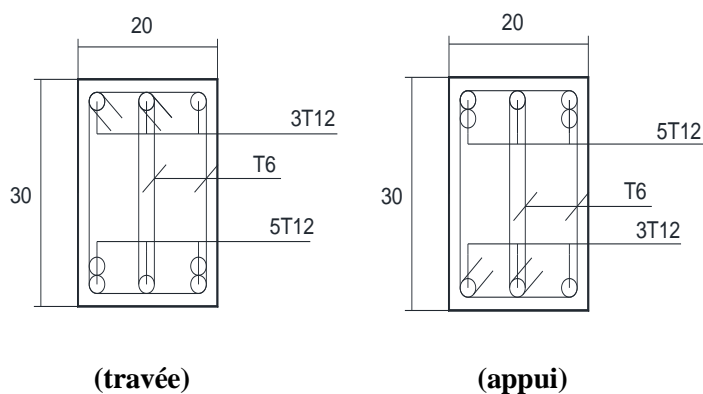


Figure 4.4. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (plan régulier)

b. Ferrailage des poteaux

1) Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

2) Recommandation du RPA 99/version 2003

❖ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (G+Q+E) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l'ELU. Sollicitations à considérer :

- N_{max} ———→ M correspondant.
- N_{min} ———→ M correspondant.
- M_{max} ———→ N correspondant.
- M_{min} ———→ N correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel sap 2000 sont résumés dans les tableaux qui suivent

• Exemple de calcul :

a) Poteaux

Tableau 4.2. Efforts internes à l'ELU (Situation durable).

Niveau	Section	ELU 1,35 G+1,5Q			
	[cm ²]	N^{max}	M^{corr}	M^{max}	N^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]
Tous les niveaux	30x30	823.171	0.3305	30.579	59.317

Tableau 4.3. Efforts internes sous G+Q±1.2E.

Niveau	Section	ELA G+Q+1.2 ^E			
	[cm ²]	N ^{max}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]
Tous les niveaux	30x30	407.56	24.59	47.229	80.404

Tableau 4.4. Efforts internes sous 0.8G±E.

Niveau	Section	RPA EL Accidentelle 0.8 G+E			
	[cm ²]	N ^{max}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]
Tous les niveaux	30x30	608.88	25.385	50.634	153.25

❖ **Armatures longitudinales :**

- 1^{er} cas N_{max} = 823.171 KN M_{corres} = 0.3305 KN.m
- 2^{ème} cas N_{max} = 608.88 KN M_{corres} = 25.385 KN.m
- 3^{ème} cas M_{max} = 50.634 KN.m N_{corres} = 153.25 KN

1^{er} cas

❖ **Les armatures longitudinales :**

b=30 cm ; a= 30 cm ; d= 27 cm

• **Les sollicitations prises en compte**

- N= 823.171 KN
- M= 0.3305 KN.m

• **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$e_0 = M/N = 0.3305/823.171 = 0.04 \text{ cm} < h/12 = 30/12 = 2.5 \text{ cm}$

$e_0 = 0,04 \text{ cm} < h/12 = 4,17 \text{ cm} \Rightarrow$ **le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.**

Etat limite ultime de résistance

$A'1 = -5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'1 = 0$

❖ **Etat limite de stabilité de forme :**

Longueur de flambement L_f:

$$L_f = 0,7 \times L \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

L'élancement $\lambda = 4,24$ (voir tableau de vérification de la condition de flambement chapitre 2)

$$\lambda \leq \max [50 ; 67]$$

$$\text{Avec : } 67 = 67 = 0.0005$$

$$\lambda = 4,24 \leq \max [50 ; 0,42] = 50 \Rightarrow \text{compression excentrée.}$$

\Rightarrow la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

- $N^*1 = N^* \times \alpha_1$
- $M^* = N^*1 \times (e_0 + e_a)$
- $e_1 = e + e_a$

❖ **Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3,5]**

$$e_1 = +e_a$$

❖ **Excentricité additionnelle : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]**

$$e_a = \max [2 \text{ cm ; }] = \max [2 \text{ cm ; }]$$

$$e_a = \max [2 ; 1.2] = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0,04 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2(\)^2 = 1 + 0,2(\)^2 \Rightarrow \alpha_1 = 1,003$$

$$e_1 = 0,0004 + 2 \Rightarrow e_1 = 2,04 \text{ cm}$$

$$N^*1 = 823.171 \times 1,003 = 825.64 \text{ KN}$$

$$M^* = 825.64 \times (2,04) \times 10^{-2} = 16.84 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort normal (N^*1) :

$$e_1 = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,31 < h / 2 = 15 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N^*1 se trouve à l'intérieure de la section.

– **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{(I)} \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{(II)} \quad (0,337 h - 0,81 \times c_1) \sigma_b \times b \times h \leq N^*1 \times (d - c_1) - M^*1$$

❖ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M^*1 = M^* + N^* (d) = 16.53 + 825.64 \times (0,27)$$

$$M^*1 = 115.61 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 30 - 0,81 \times 3) \times 14,17 \times 30 \times 30 = 97943,04 \text{ N.m} = 97,943 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 825,64 \times (0,27 - 0,03) - 16,53 = 181,62 \text{ KN.m}$$

(I) = 97,943 KN.m \geq (II) = 181,62 KN.m \Rightarrow la section est partiellement comprimée

❖ **Calcul des armatures en flexion simple :**

$$\mu = 0,373 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400) donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.62$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_s = 16.27 \text{ cm}^2$$

❖ **On revient à la flexion composée :**

$$AFC = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16.27 - \frac{823.17 \times 103}{100 \times 348} = -7.38$$

$$A'1 = -7.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'1 = 0$$

2eme cas

❖ **Les armatures longitudinales :**

$$b = 30 \text{ cm} ; a = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm}$$

• **Les sollicitations prises en compte :**

- $N = 608.88 \text{ KN}$
- $M = 25.385 \text{ KN.m}$

• **Position du point d'application de l'effort normal (N)**

$$e_0 = M/N = 25.385 / 608.88 = 4.17 \text{ cm} > h/12 = 30/12 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 4.17 \text{ cm} > h/12 = 4.17 \text{ cm}$$

⇒ l'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section ⇒ la section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + (d - h/2) = 4.16 + 7 = 11.16$$

$$M_f = 608.88 \times 11.16 \times 10^{-2} = 67.95 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures en flexion simple :**

$$\mu = 0.219 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400) donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.313$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A = 8.26 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$AFC = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.26 - \frac{608.88 \times 103}{100 \times 348} = -9.23$$

$$A'1 = -9.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'1 = 0$$

3eme cas

❖ **Les armatures longitudinales :**

$$b = 30 \text{ cm} ; a = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm}$$

• **Les sollicitations prises en compte :**

- $N = 153.25 \text{ KN}$
- $M = 50.634 \text{ KN.m}$

• **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

$$e_0 = M/N = 50.634 / 153.25 = 33.04 \text{ cm} > h/12 = 30/12 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 33.04 \text{ cm} > h/12 = 4.17 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section ⇒ la section est partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \times e'$

$$e' = e_1 + (d - h / 2) = 33,04 + 7 = 40,04$$

$$M_f = 153,25 \times 33,04 \times 10^{-2} = 50,63 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures en flexion simple**

$\mu = 0,163 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,224$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A = 5,91 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$AFC = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5,91 - \frac{153,25 \times 10^3}{100 \times 348} = 1,5$$

$$A' = 1,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

➤ **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h) = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj}/Fe) = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot (2,1 / 400) = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A = \max (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{CBA}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$8T12 \quad A = 9,05 \text{ cm}^2$$

– **Vérification à l'état limite de service :**

$$N_{max} = 598,726 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 0,239 \text{ KN.m}$$

$$e = M/N = 0,232/598,726 = 0,039 \text{ cm} < h/12 = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée, donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.}$$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats SAP2000 :

$$T_{max} = 33,473 \text{ KN}$$

$$\tau_u = [\text{BAEL91r99 / art-A.5.1,1}]$$

$\tau_u = 0,86 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$
 =Min (Fissuration peu préjudiciable).

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ **Espacement des armatures transversales :**

• **D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone IIa)**

Zone nodale : $S \leq \min (10 \varnothing ; 15\text{cm})$ $S \leq 12$ $S = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S \leq 15 \varnothing$ $S \leq 15 \times 1.2 = 22.5$ $S = 15 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement : $L > 40 \varnothing = 40 \times 1.2 = 48$ $L=60 \text{ cm}$

3) Schéma de ferrailage

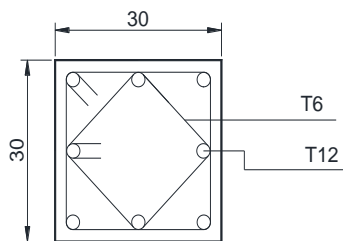


Figure 4.5. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (plan régulier)

c. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base

1) Ferrailage Vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci -dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0:20% de la section horizontale du béton tendu.
- 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.
- A chaque ex trémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être ré duit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en termes de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15% ;
 - En zone courante égale à : 0,10% ;

2) Ferrailage Horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

Règles Communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $St \leq 1,5a$
 - $St \leq 30 \text{ cm}$

Avec a : l'épaisseur de voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposer vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale 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.

➤ **Remarque :**

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur $d \leq \min (he/2 ; 2L'/3)$

- L' : étant la longueur de la zone comprimée.
- he : hauteur libre de niveau.

• **Exemple de calcul :**

a) Voile (H=3.06m ; L=0.8m)

- $N = 46,3 \text{ t}$
- $M = 25,9 \text{ t.m}$
- $T = 30.69 \text{ t}$

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec : $S = b*h = 0,2*0.8$ donc $S = 0,16 \text{ m}$

$$I = b*h^3 / 12 = 0,2 * (0.8)^3 / 12 \quad I = 0,009 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 0.8/2 = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{46.3}{0.16} + \frac{25.9}{0.009} \times 0.4$$

$$\sigma_{\max} = 1440.5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{46.3}{0.16} - \frac{25.9}{0.009} \times 0.4$$

$$\sigma_{\min} = -861.74 \text{ t/m}^2$$

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$d \leq \min (he/2 ; 2Lc/3)$$

Lc : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = 1440.5 * 0.8 / 1440.5 + 861.74$$

$$L_c = 0.5 \text{ m.}$$

Longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 0.3 \text{ m.}$$

$$N_u = \frac{\sigma_{\min} \times L_t}{2} \times e = 258.52 \text{ KN}$$

b) Détermination des armatures

❖ Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{f_e} = 6.46 \text{ cm}^2$$

❖ Section minimale d'armature verticale :

- Selon RPA $A_{\min} = 0.2\% B = 3.2 \text{ cm}^2$
- Selon le BAEL $A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.4 \text{ cm}^2$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

- Zone d'about : $(0.8/10) = 8 \text{ cm}$
- Zone courante $L - 2(L/10) = 0.64 \text{ m.}$

❖ Choix des armatures :

Soit 7T12 = 10.78 cm² /nappe

❖ Armatures horizontales :

- Selon RPA $A_H = 0.15\% * 3.06 * 0.2 = 9.18 \text{ cm}^2$
- Selon le BAEL $A_H = A_v / 4 = 1.615 \text{ cm}^2$

$$A_h = \max [\text{RPA99/2003} ; \text{BAEL91}] = 9.18 \text{ cm}^2$$

❖ Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : 4HA6

c) Vérification de contrainte de cisaillement

❖ Selon le RPA

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] à

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenus par l'analyse on a : $V_{\max} = 121.78 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 121.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 0.8) = 1.18 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ Condition vérifiée

❖ **Selon le BAEL**

$$\tau = \frac{V}{b.d} = 121.78 \times 10^{-3} / (0.20 \times 0.9 \times 0.8) = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

– **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6 f_c^{28} = \frac{178.95 \times 10^{-3}}{0.16 + (15 \times 7.92 \times 10^{-4})} = 0.68 \text{ mpa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Condition est vérifiée.

3) Schéma de ferrailage

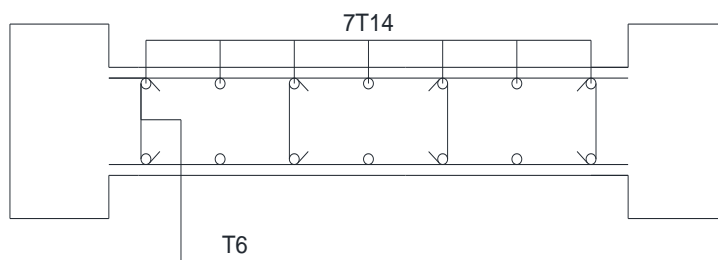


Figure 4.6. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - plan régulier)

✓ **Poutres noyées**

1.a Ferrailage des poutres principales

❖ **Armatures longitudinales :**

On a

- $A_s = 4,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (en travée)
- $A_s = 10,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (en appuis)

(A_s calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

– **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{\min} = 6,5 \text{ cm}^2$

– **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutre principale : $A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures :**

- 6T12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (en travée)
- 8T14 $A_s = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (en appuis)

❖ **Armatures transversales :**

- Choix : 4T6 $A_t=1,13 \text{ cm}^2$
- Selon (R.P.A.99version2003) :
 - Zone Nodale $St = 5 \text{ cm}$.
 - Zone Courante $St = 10 \text{ cm}$.

1.b Schéma de ferrailage

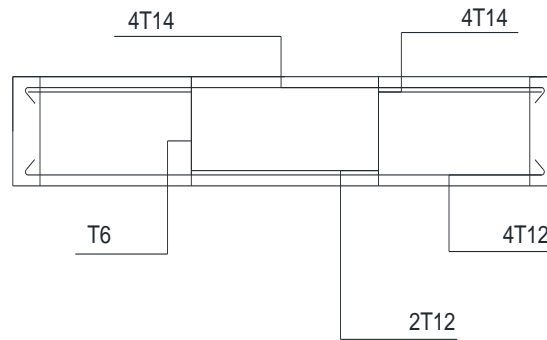
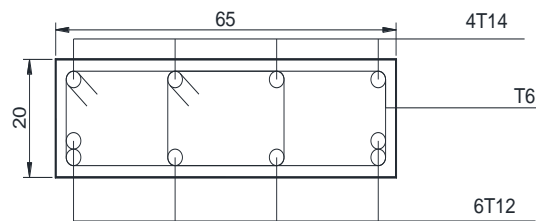
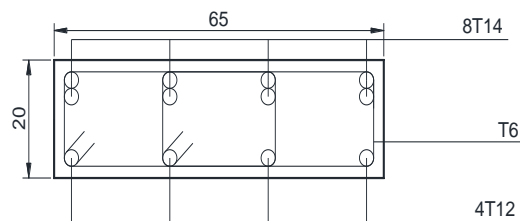


Figure 4.7. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan régulier)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.8. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan régulier)

2.a Ferrailage des poutres secondaires

❖ Armatures longitudinales :

On a

- $A_s = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (en travée)
- $A_s = 2,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (en appuis)

(A_s calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

– Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre secondaire : $A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2$

– Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$

❖ Choix des armatures :

- 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (en travée)
- 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (en appuis)

❖ Armatures transversales :

- Choix : 4T6 $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

– Selon (R.P.A.99version2003) :

- Zone Nodale $St = 5 \text{ cm}$.
- Zone Courante $St = 10 \text{ cm}$

2.b Schéma de ferrailage

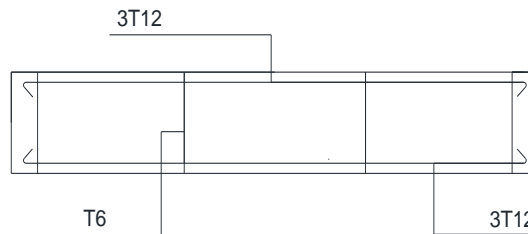


Figure 4.9. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan régulier)

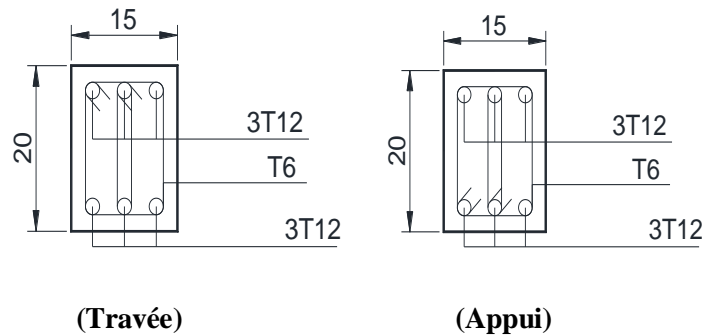


Figure 4.10. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan régulier)

3.a. Ferrailage des voiles

On a

- $A_s = 23,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

$A_{min} = 1,8 \text{ cm}^2$

- Conditions imposées par le BAEL.91 :

$A_{min} = 4,725 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures :**

- 5T25 $A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Schéma de ferrailage :**

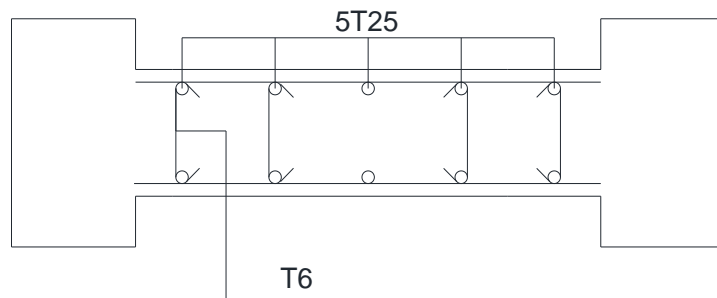


Figure 4.11. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées - plan régulier)

4.a. Ferrailage des poteaux

On a

- $A_s = 3,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(A_s calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

Armatures minimales :

Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 36 \text{ cm}^2$ en zone courante

$A_{max} = 54 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures :**

8T12 $A = 9,05 \text{ cm}^2$

• **D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II)**

Zone nodale $S = 10 \text{ cm}$

Zone courante $S = 15 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement $L = 60 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :

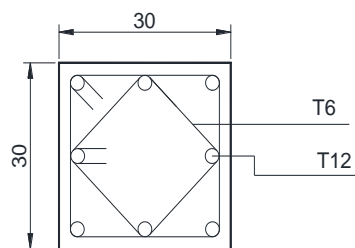


Figure 4.12. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres noyées - plan régulier)

4.1.2. Ferrailage variante 2

a) Poutre normale

-Poutres principales

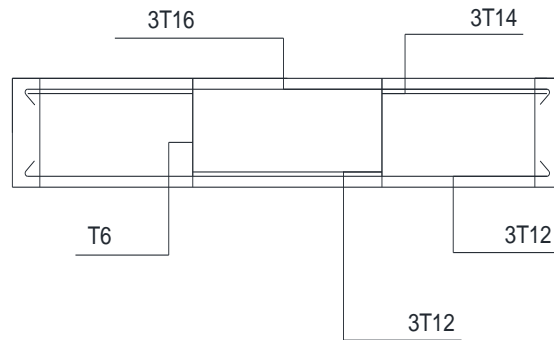
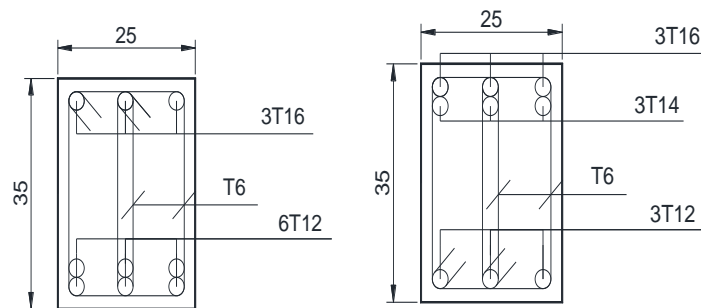


Figure 4.13. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (plan légèrement irrégulier)



(Travée)

(Appui)

Figure 4.14. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (plan légèrement irrégulier)

-Poutres secondaires

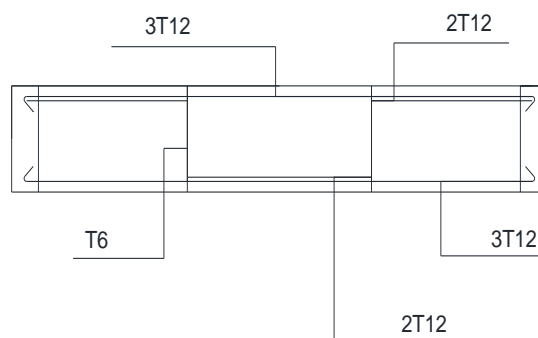
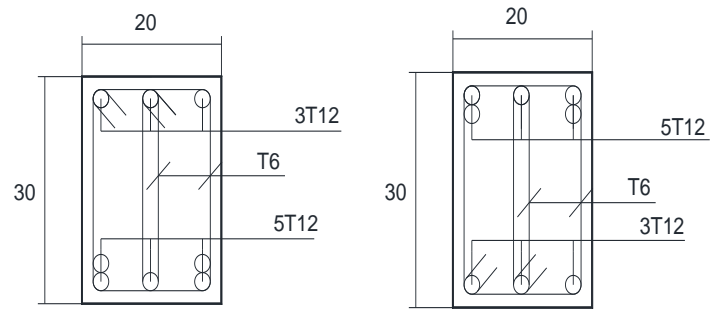


Figure 4.15. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (plan légèrement irrégulier)



(travée)

(appui)

Figure 4.16. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (plan légèrement irrégulier)

-Voile

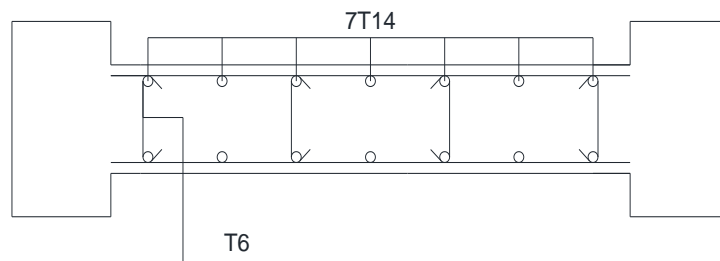


Figure 4.17. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - plan légèrement irrégulier)

-Poteau

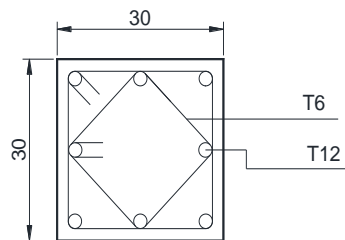


Figure 4.18. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres normales - plan légèrement irrégulier)

b) Poutre noyée

-Poutres principales

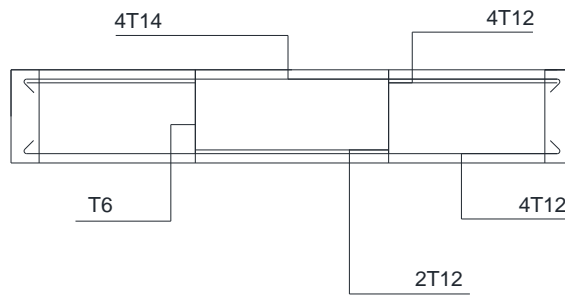
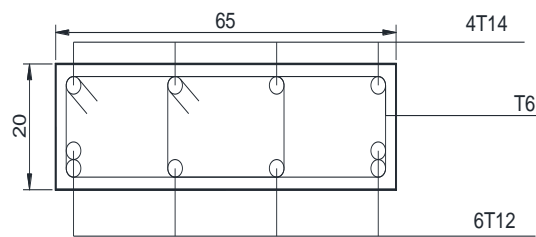
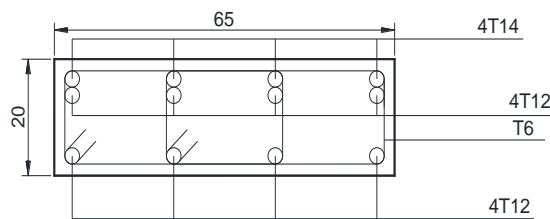


Figure 4.19. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan légèrement irrégulier)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.20. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan légèrement irrégulier)

-Poutres secondaires

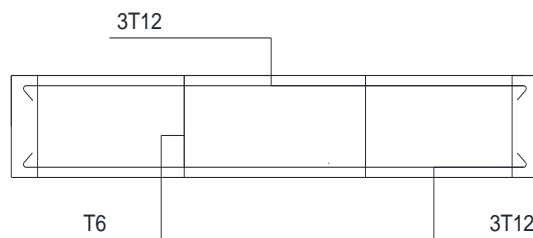
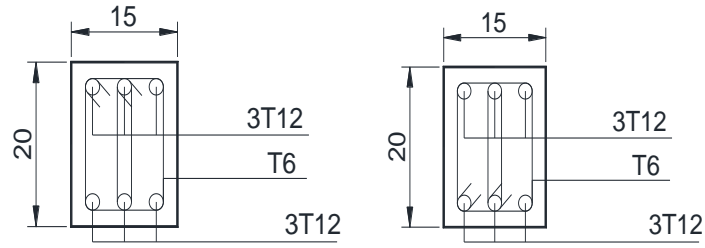


Figure 4.21. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan légèrement irrégulier)



(Travée)

(Appui)

Figure 4.22. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan légèrement irrégulier)

-Poteau

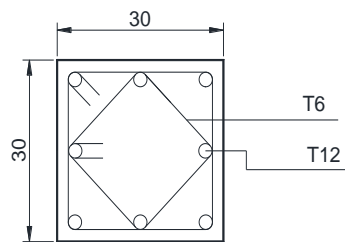


Figure 4.23. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres noyées - plan légèrement irrégulier)

-Voile

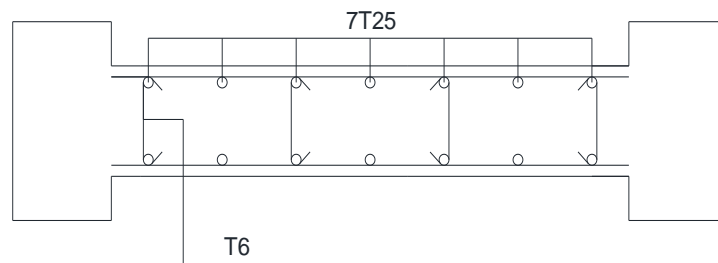


Figure 4.24. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées - plan légèrement irrégulier)

4.1.3. Ferrailage variante 3

a) Poutre normale

-Poutre principales

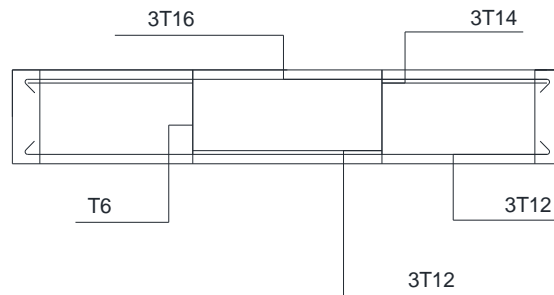


Figure 4.25. Coupe longitudinale d'une poutre normale principale 25x35cm (plan fortement irrégulier)

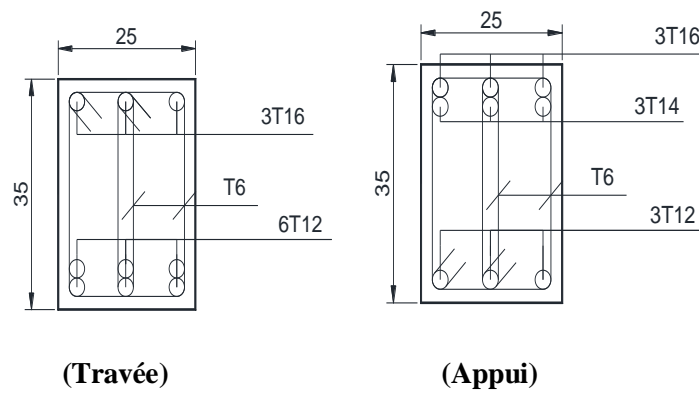


Figure 4.26. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (plan fortement irrégulier)

-Poutres secondaires

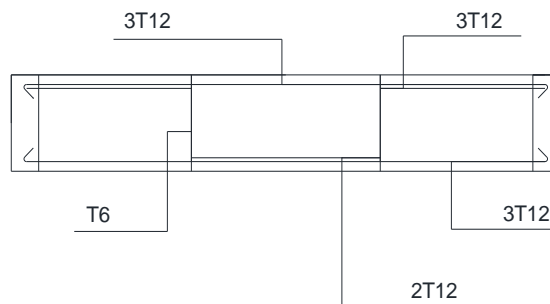


Figure 4.27. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 20x30cm (plan fortement irrégulier)

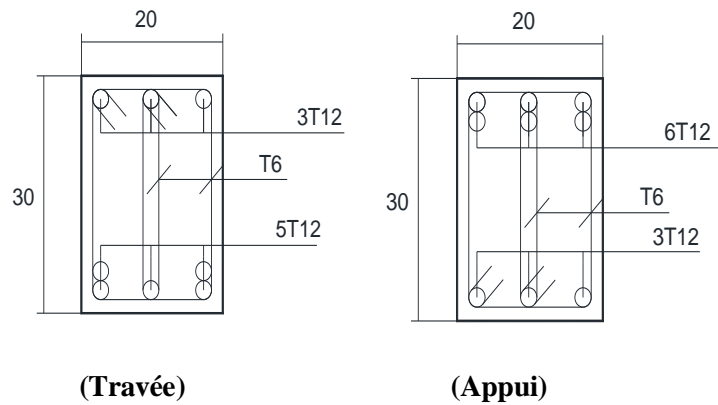


Figure 4.28. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 20x30cm (plan fortement irrégulier)

-Voile

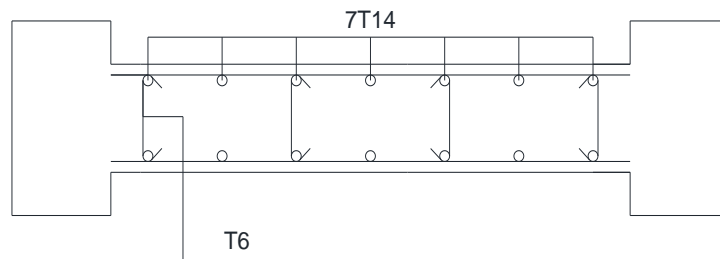


Figure 4.29. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - plan fortement irrégulier)

-Poteau

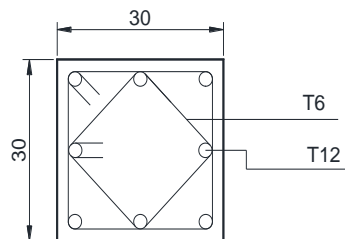


Figure 4.30. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres normales - plan fortement irrégulier)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

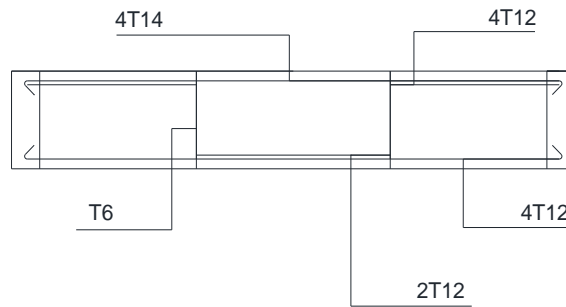
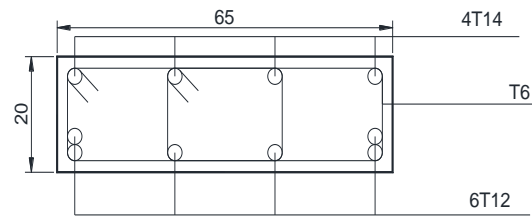
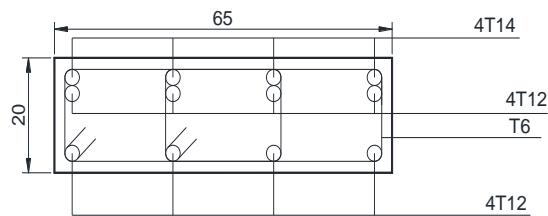


Figure 4.31. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan fortement irrégulier)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.32. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan fortement irrégulier)

-Poutres secondaires

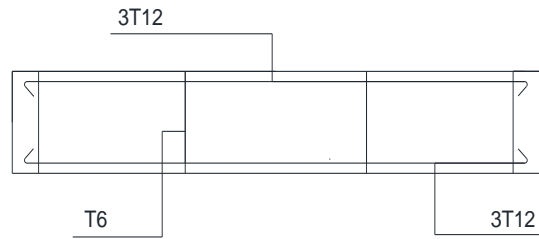


Figure 4.33. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan fortement irrégulier)

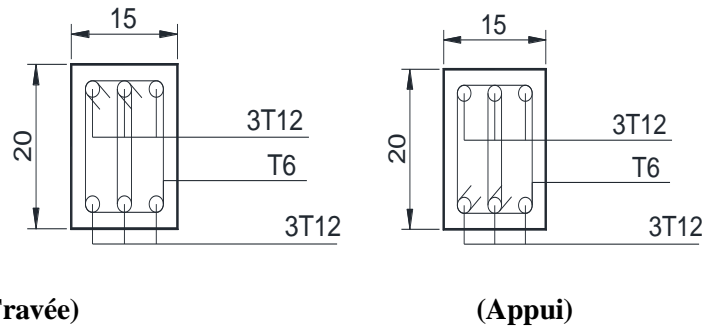


Figure 4.34. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan fortement irrégulier)

-Poteau

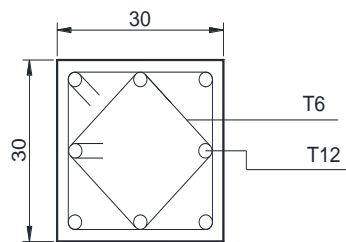


Figure 4.35. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres noyées - plan fortement irrégulier)

-Voile

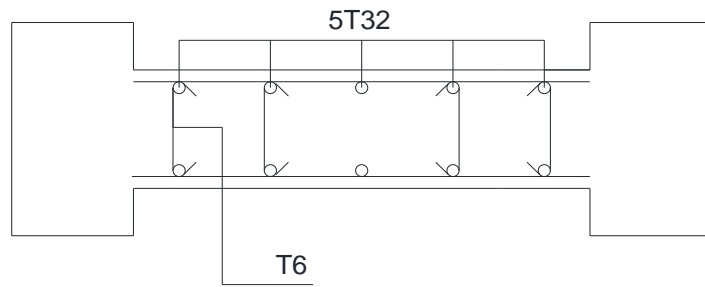


Figure 4.36. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées - plan fortement irrégulier)

4.2. Paramètre (régularité en élévation)

4.2.1. Ferrailage variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

4.2.2. Ferrailage variante 2

a) Poutre normale

-Poutre principales

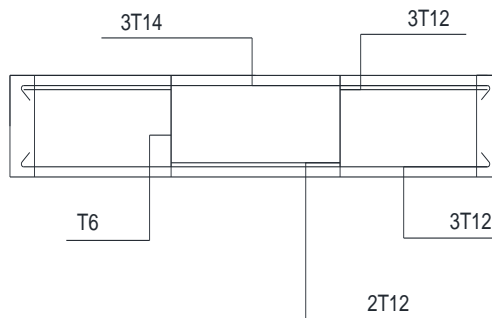
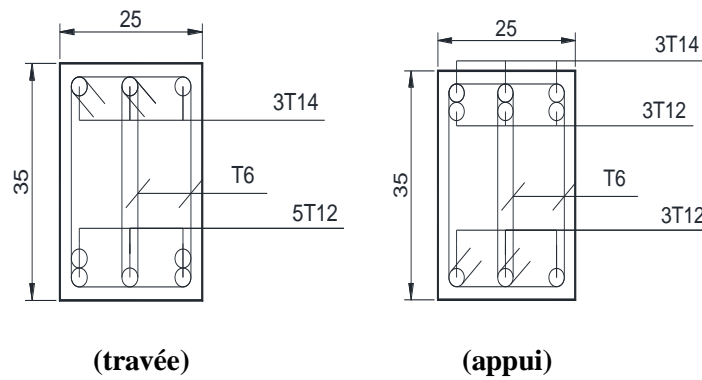


Figure 4.37. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (plan irrégulier en élévation)



**Figure 4.38. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (plan irrégulier en élévation)
-poutres secondaires**

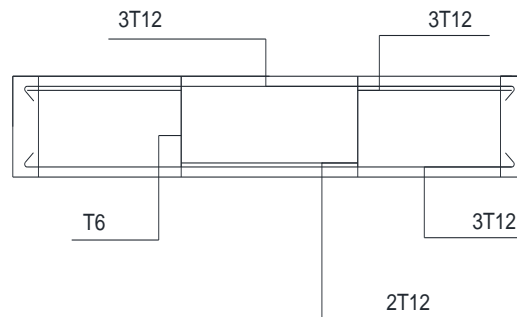


Figure 4.39. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 20x30cm (plan irrégulier en élévation)

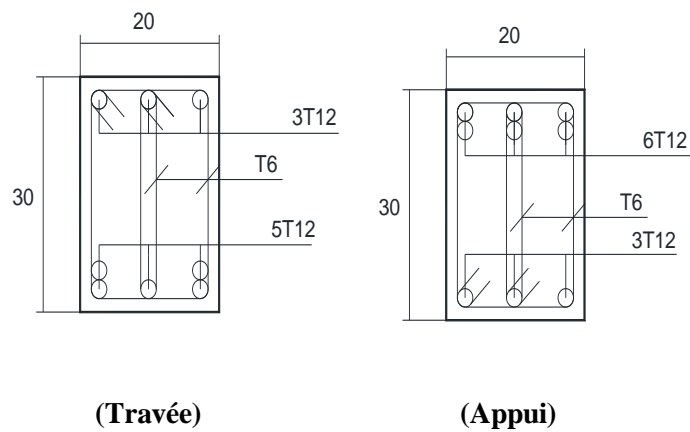


Figure 4.40. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 20x30cm (plan irrégulier en élévation)

-poteau

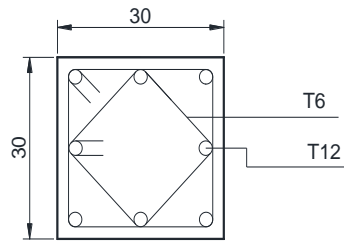


Figure 4.41. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres normales - plan irrégulier en élévation)

-Voile

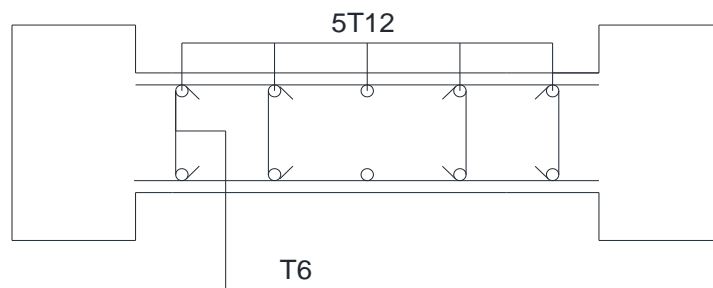


Figure 4.42. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - plan irrégulier en élévation)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

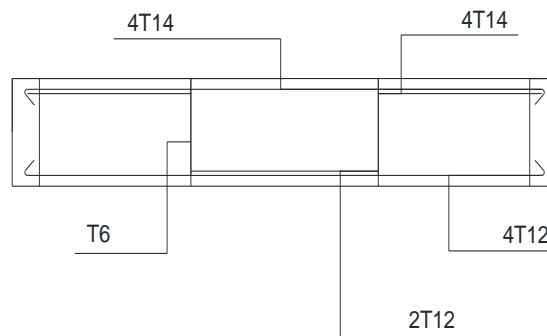
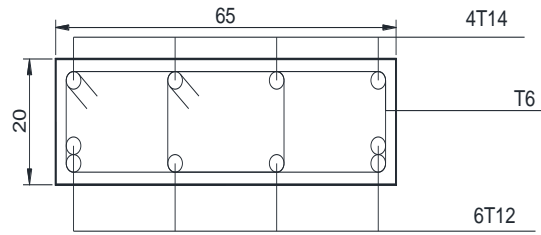
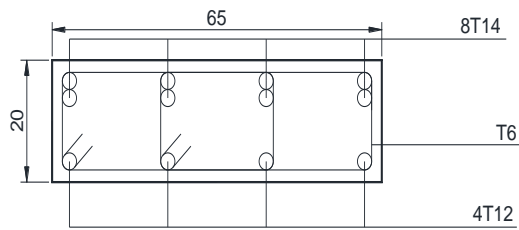


Figure 4.43. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan irrégulier en élévation)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.44. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (plan irrégulier en élévation)

-poutres secondaires

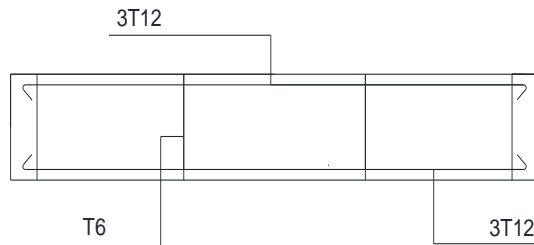


Figure 4.45. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan irrégulier en élévation)

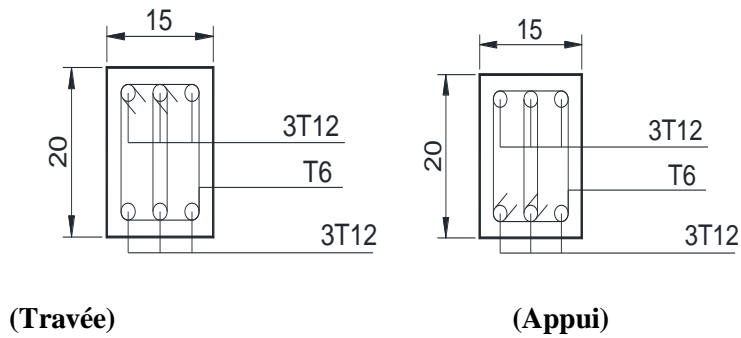


Figure 4.46. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plan irrégulier en élévation)
-poteau

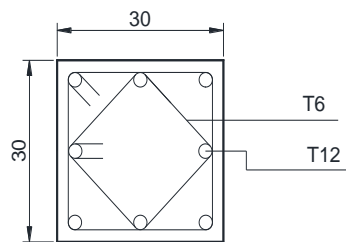


Figure 4.47. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres noyées - plan irrégulier en élévation)
-voile

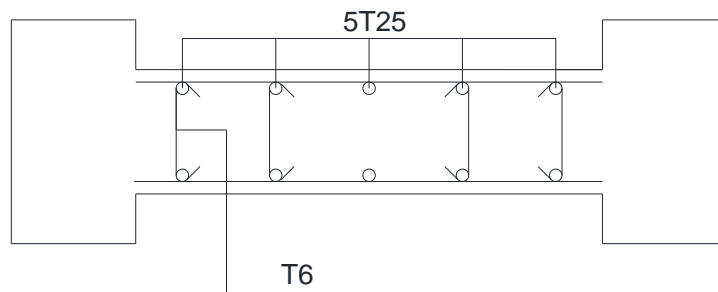


Figure 4.48. Schéma de ferrailage d'une voile (poutres noyées – plan irrégulier en élévation)

4.3. Paramètre (l'usage)

4.3.1. Ferrailage variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

4.3.2. Ferrailage variante 2

a) Poutre normale

-Poutre principales

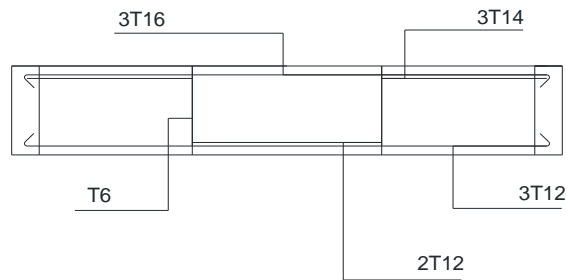


Figure 4.49. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (plancher au dalles pleines)

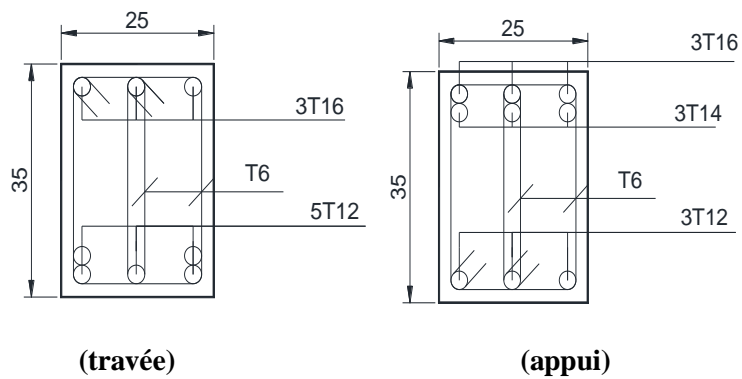


Figure 4.50. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (plancher au dalles pleines)

-Poutres secondaires

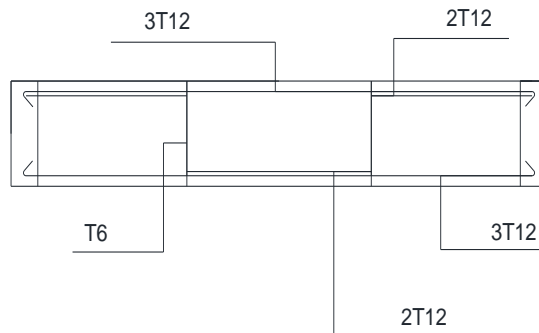


Figure 4.51. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (plancher au dalles pleines)

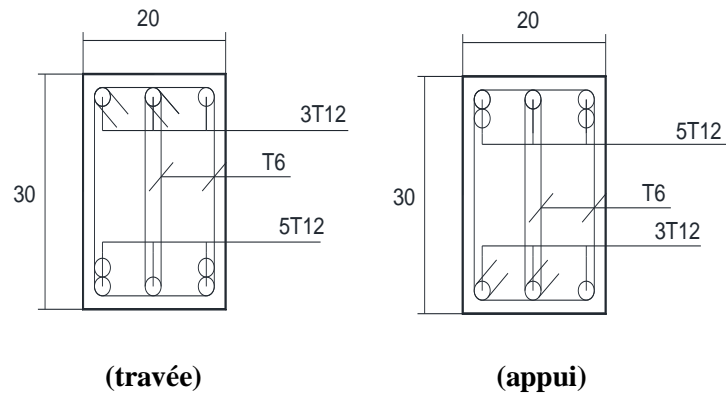


Figure 4.52. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (plancher au dalles pleines)

-Voile

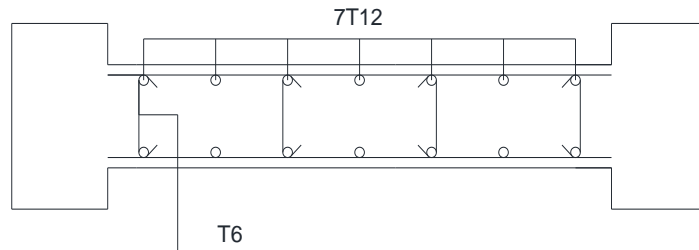


Figure 4.53. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - plancher au dalles pleines)

-Poteaux

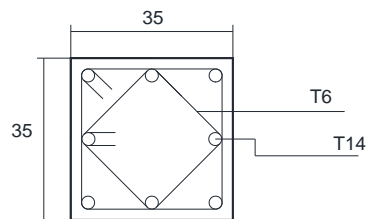


Figure 4.54. Ferrailage d'un poteau 35x35cm (poutres normales - plancher au dalles pleines)

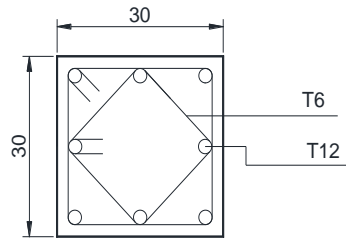


Figure 4.55. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres normales - plancher au dalles pleines)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

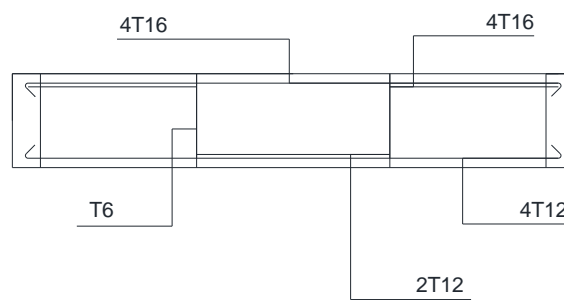
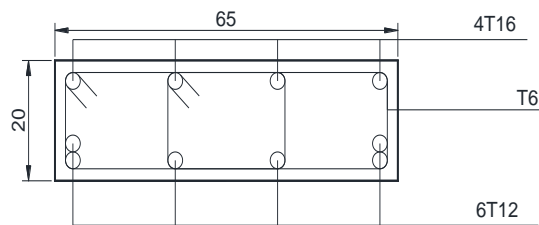
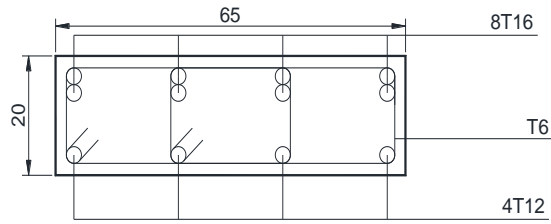


Figure 4.56. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (plancher au dalles pleines)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.57. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (plancher au dalles pleines)

-Poutres secondaires

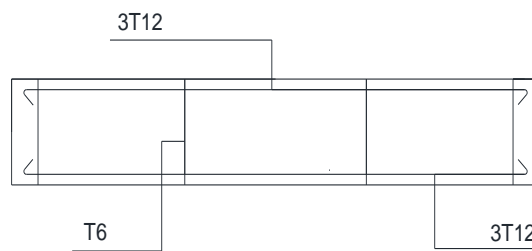
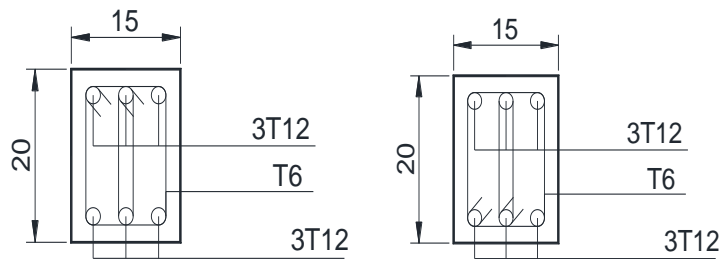


Figure 4.58. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plancher au dalles pleines)



(Travée)

(Appui)

Figure 4.59. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (plancher au dalles pleines)

-Poteau

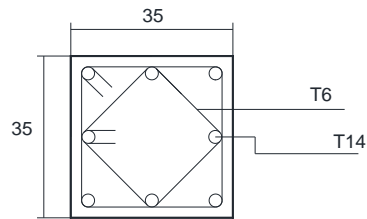


Figure 4.60. Ferrailage d'un poteau 35x35cm (poutres noyées – plancher au dalles pleines)

-Voile

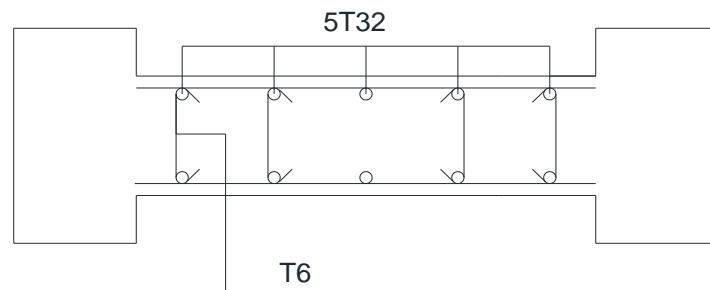


Figure 4.61. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées - plancher au dalles pleines)

4.4. Paramètre (l'élancement)

4.4.1. Ferrailage variante 1

a) Poutre normale

-Poutre principales

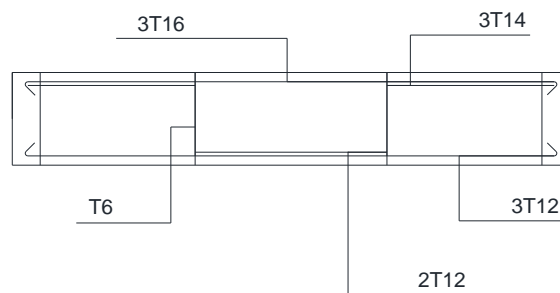


Figure 4.62. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+10)

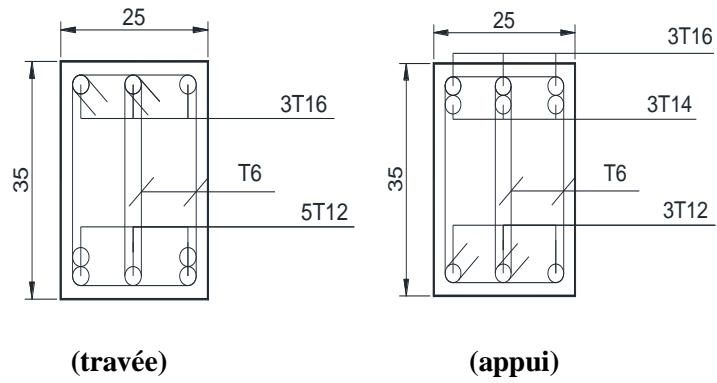


Figure 4.63. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+10)

-Poutre secondaires

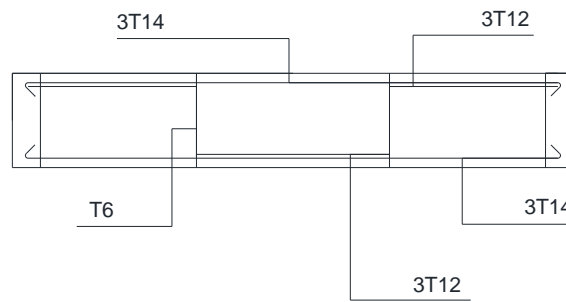


Figure 4.64. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+10)

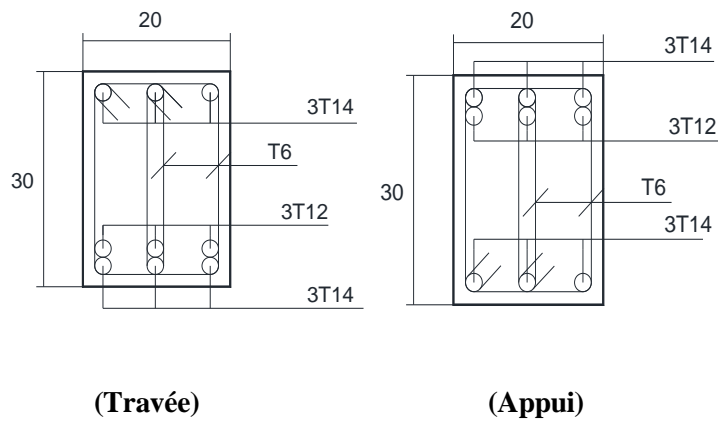


Figure 4.65. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+10)

-Poteau

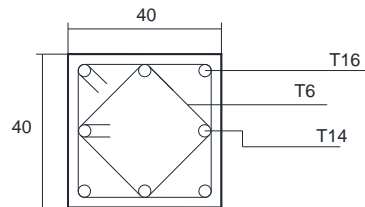


Figure 4.66. Ferrailage d'un poteau 40x40cm (poutres normales - bâtiment R+10)

-Voile

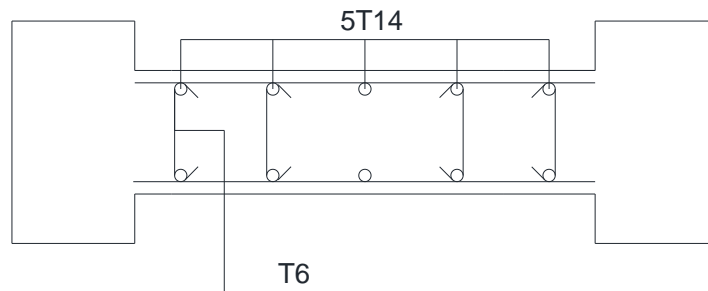


Figure 4.67. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - bâtiment R+10)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

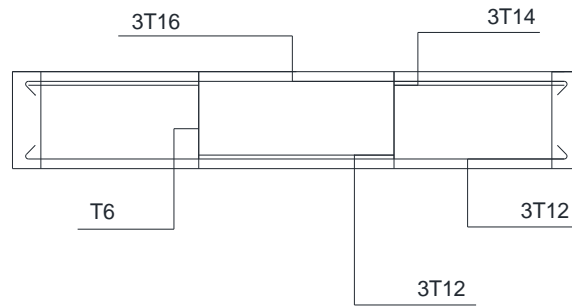
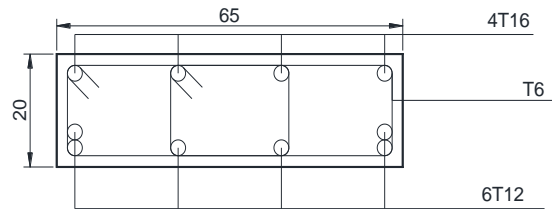
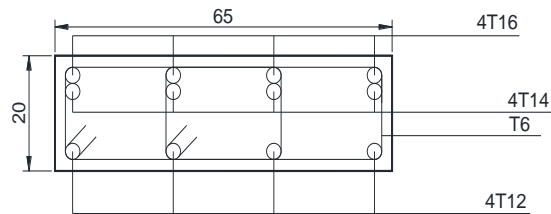


Figure 4.68. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+10)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.69. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+10)

-Poutre secondaires

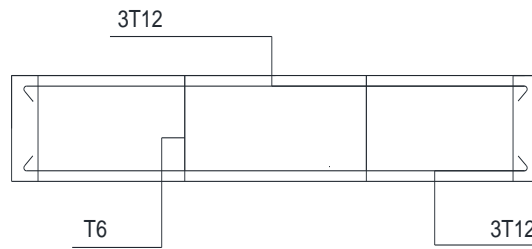


Figure 4.70. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+10)

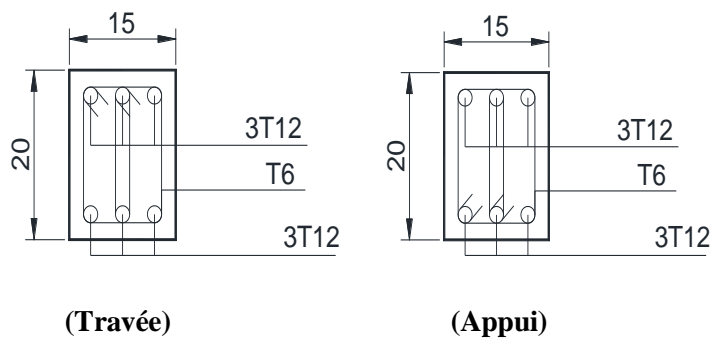


Figure 4.71. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+10)

-Poteau

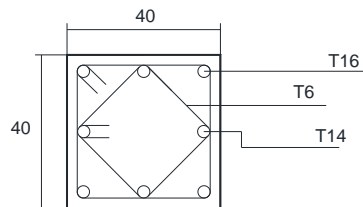


Figure 4.72. Ferrailage d'un poteau 40x40cm (poutres noyées – bâtiment R+10)

-Voile

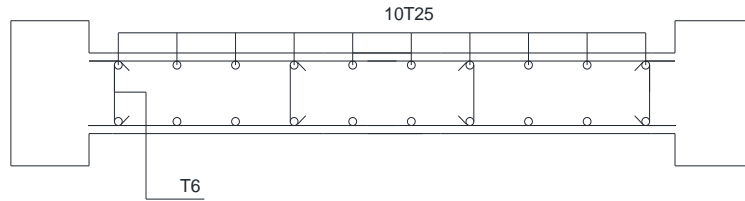


Figure 4.73. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées – bâtiment R+10)

4.4.2. Ferrailage variante 2

a) Poutre normale

-Poutre principales

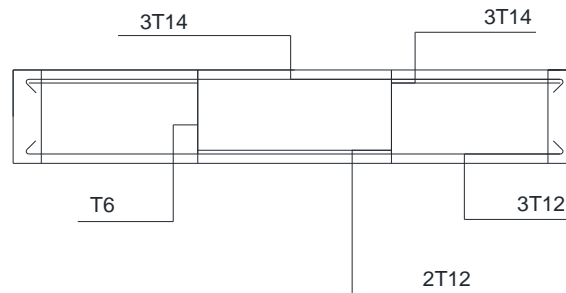


Figure 4.74. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+7)

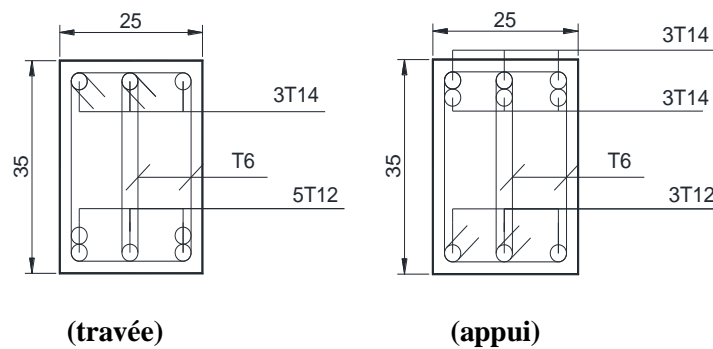


Figure 4.75. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+7)

-Poutre secondaires

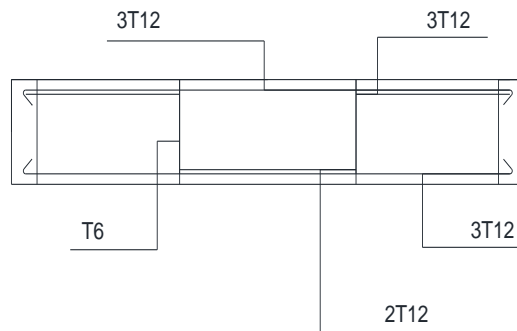
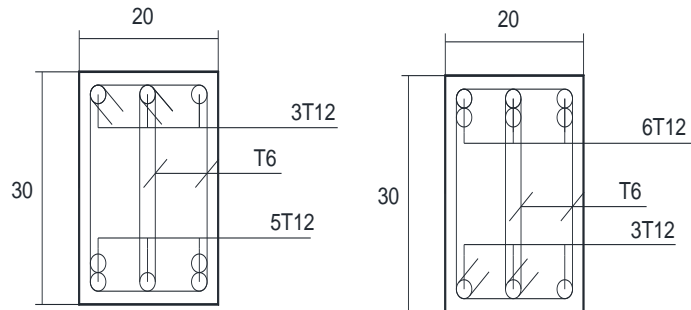


Figure 4.76. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+7)



(Travée)

(Appui)

Figure 4.77. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+7)

-Poteau

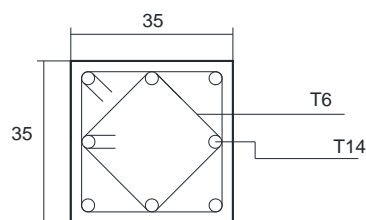


Figure 4.78. Ferrailage d'un poteau 35x35cm (poutres normales - bâtiment R+7)

-Voile

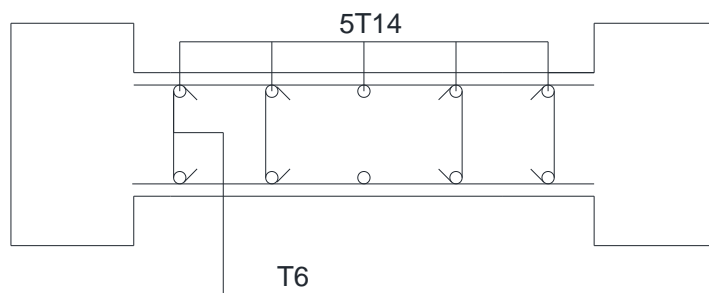


Figure 4.79. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - bâtiment R+7)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

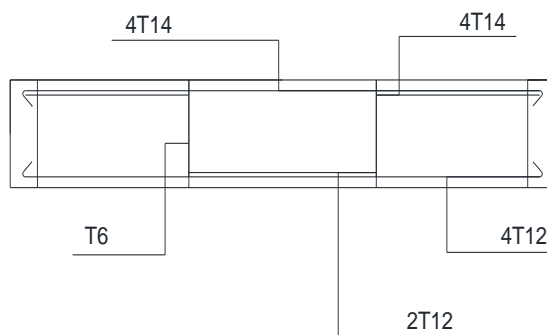
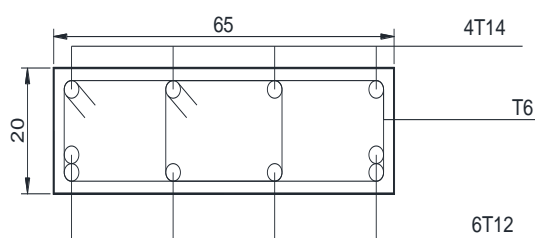
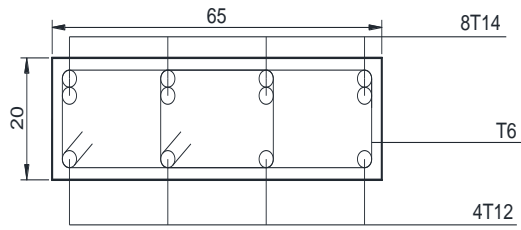


Figure 4.80. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+7)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.81. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+7)

-Poutre secondaires

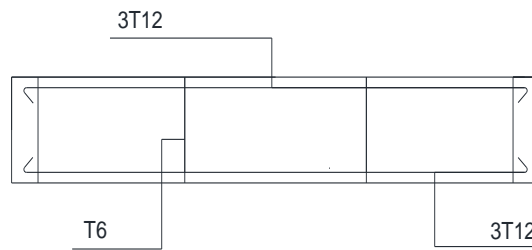
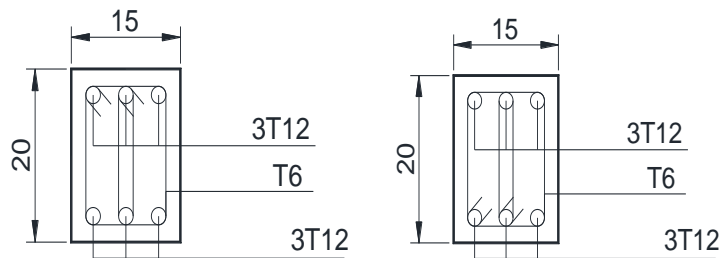


Figure 4.82. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+7)



(Travée)

(Appui)

Figure 4.83. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+7)

-Poteau

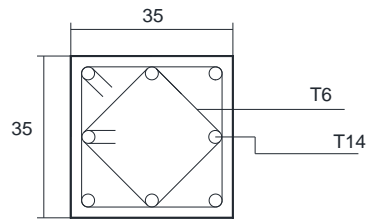


Figure 4.84. Ferrailage d'un poteau 35x35cm (poutres noyées – bâtiment R+7)

-Voile

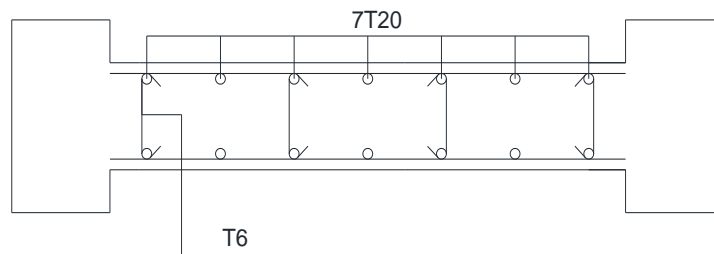


Figure 4.85. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées – bâtiment R+7)

4.4.3. Ferrailage variante 3

a) Poutre normale

-Poutre principales

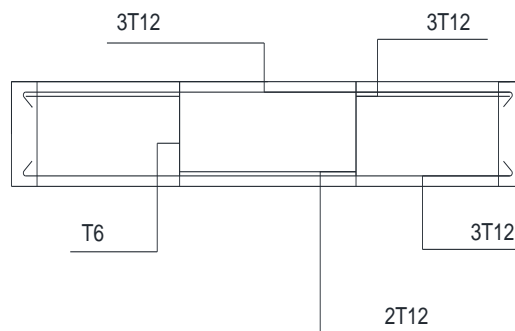


Figure 4.86. Coupe longitudinale d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+3)

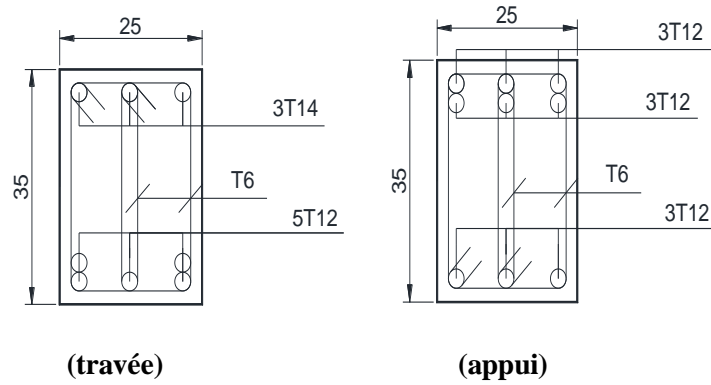


Figure 4.87. Ferrailage d'une poutre principale 25x35cm (bâtiment R+3)

-poutre secondaires

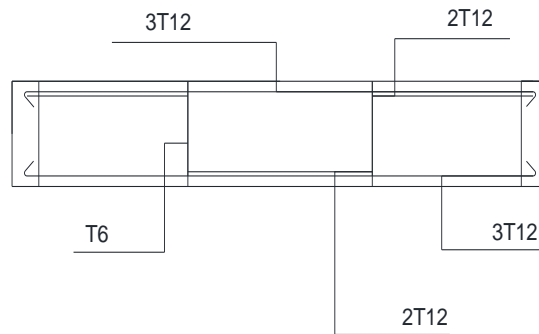


Figure 4.88. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+3)

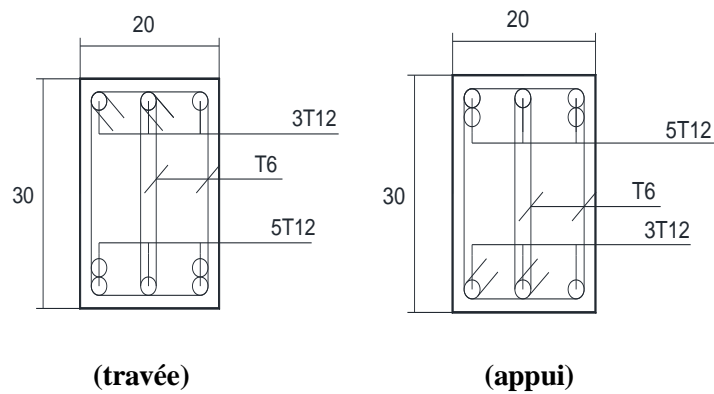


Figure 4.89. Ferrailage d'une poutre secondaire 20x30cm (bâtiment R+3)

-Poteau

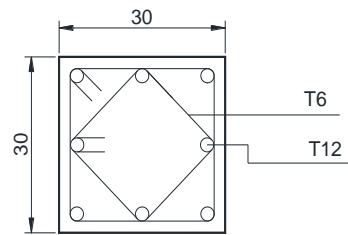


Figure 4.90. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres normales - bâtiment R+3)

-Voile

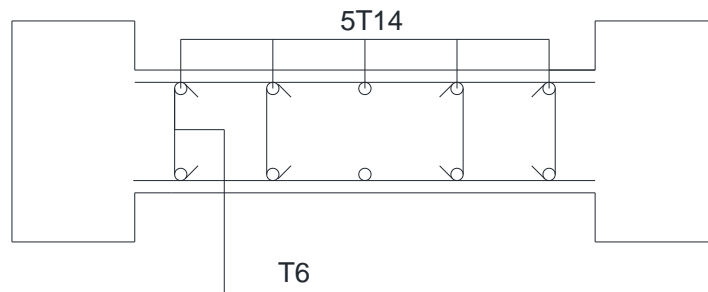


Figure 4.91. Schéma de ferrailage du voile (poutres normales - bâtiment R+3)

b) Poutre noyée

-Poutre principales

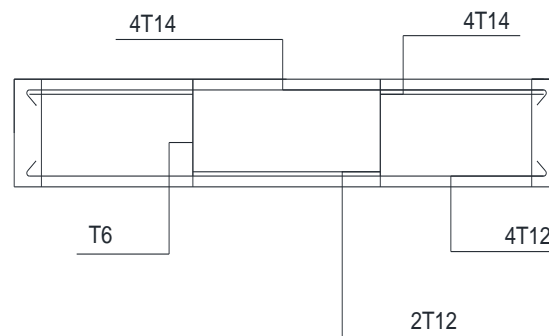
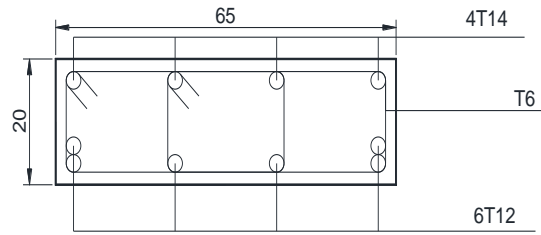
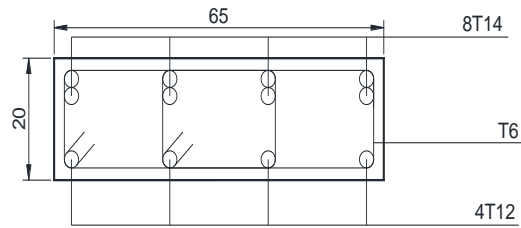


Figure 4.92. Coupe longitudinale d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+3)



(Travée)



(Appui)

Figure 4.93. Ferrailage d'une poutre noyée principale 65x20cm (bâtiment R+3)

-Poutre secondaires

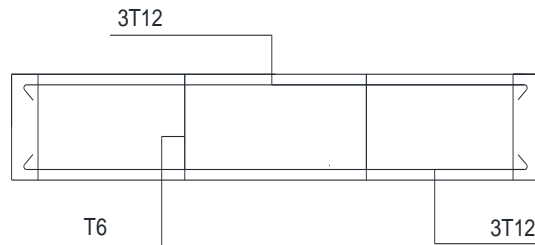


Figure 4.94. Coupe longitudinale d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+3)

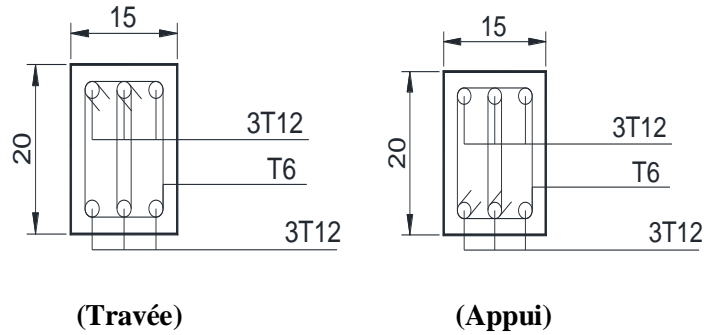


Figure 4.95. Ferrailage d'une poutre noyée secondaire 15x20cm (bâtiment R+3)

-Poteau

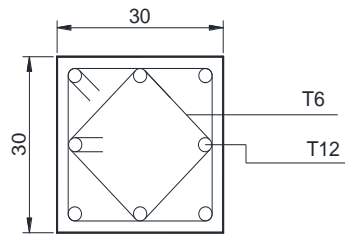


Figure 4.96. Ferrailage d'un poteau 30x30cm (poutres noyées – bâtiment R+3)

-Voile

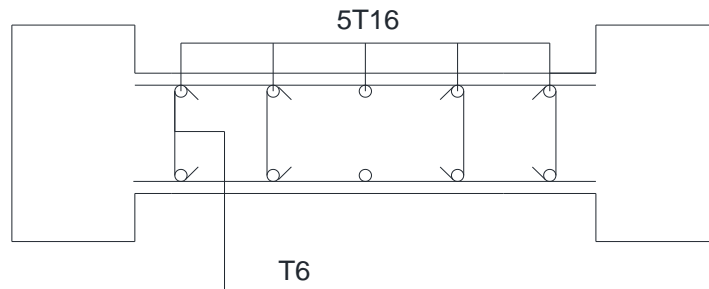


Figure 4.97. Schéma de ferrailage du voile (poutres noyées – bâtiment R+3)

4.5. Paramètre (longueur des travées)

4.5.1. Ferrailage variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

4.5.2. Ferrailage variante 2

a) Poutre normale

-Poutre principales

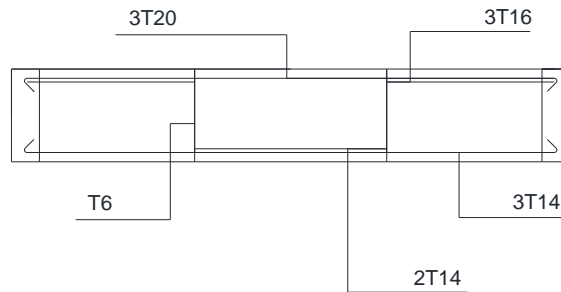


Figure 4.98. Coupe longitudinale d'une poutre principale 35x55cm (plan avec longues travées)

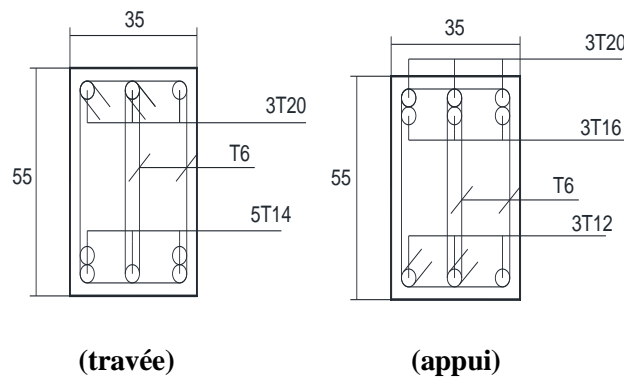


Figure 4.99. Ferrailage d'une poutre principale 35x55cm (plan avec longues travées)

-Poutre secondaires

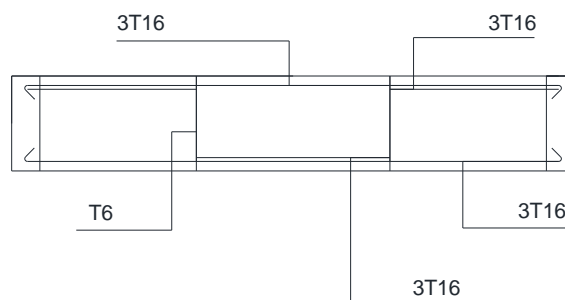


Figure 4.100. Coupe longitudinale d'une poutre secondaire 30x45cm (plan avec longues travées)

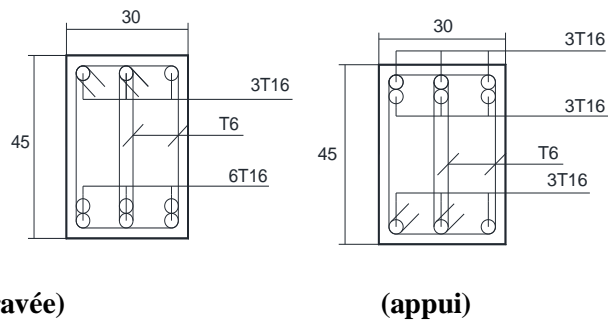


Figure 4.101. Ferrailage d'une poutre secondaire 30x45cm (plan avec longues travées)

-Poteau

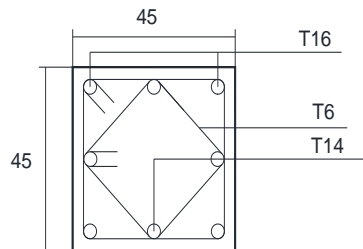


Figure 4.102. Ferrailage d'un poteau 45x45cm (plan avec longues travées)

-Voile

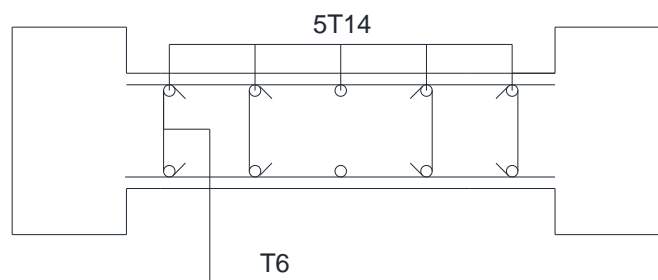


Figure 4.103. Schéma de ferrailage du voile (plan avec longues travées)

4.6. Conclusion

Après ferrailage de la structure, et selon tous les paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), il est remarqué que la section des armatures de la poutre noyée est relativement grande par rapport à celle normale.

Chapitre 5

Estimation du coût et comparaison

5.1. Paramètre (régularité en plan)

5.1.1. Estimation du coût pour variante 1

5.1.1.a. Poutre normale

1) L'ossature

a) Les Poteaux

Tableau 5.1. Coût des poteaux.

Etage	N° poteaux	Section (cm ²)	Quantité (m ³)	P.U HT (DA)	P.T HT (DA)
Tous les niveaux	120	30x30	33,05	44 000,00	1 454 200,00

b) Les Poutres

Tableau 5.2. Coût des poutres.

Type	Section (cm ²)	Quantité (m ³)	P.U (DA)	P.T HT (DA)
Poutres Principales	35x25	33,60	44 000,00	1 478 400,00
Poutres Secondaires	30x20	16,20		712 800,00
				2 191 200,00

c) Voiles

Tableau 5.3. Coût des voiles.

Type	Quantité (m ³)	P.UHT (DA)	P.THT (DA)
Voiles	23,50	44 000,00	1 034 000,00

2) Planchers Semi-Préfabriqué en Corps Creux

Tableau 5.4. Coût des planchers semi-préfabriqué en corps creux.

Niveau	Quantité (m ²)	P.U HT (coffrages, ferrailages, mise en œuvre...) / m ²	P.T HT (DA)
RDC	144	5 000,00	4 320 000,00
1	144		
2	144		
3	144		
4	144		
5	144		
	864,00		

3) faux plafond en plaques de plâtre

Tableau 5.5. Coût des faux plafonds en plaques de plâtre.

Niveau	Quantité (m ²)	P.U HT (DA)	P.T HT (DA)
RDC	144	1 900,00	1 641 600,00
1	144		
2	144		
3	144		
4	144		
5	144		
	864,00		

4) Coût Total de la Structure en Béton Armé

Tableau 5.6. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - plan régulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
4 679 400,00	4 320 000,00	1 641 600,00	10 641 000,00

5) Plafond en plaques de plâtre

Tableau 5.7. Coût du plafond en plaques de plâtre.

Niveau	Quantité (m ²)	P.U HT (DA)	P.T HT (DA)
RDC	144	1 500,00	1 296 000,00
1	144		
2	144		
3	144		
4	144		
5	144		
	864,00		

5.1.1.b. Poutre noyée

1) Coût Total de la Structure en Béton Armé

Tableau 5.8. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - plan régulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
4 782 800,00	4 320 000,00	1 296 000,00	10 398 800,00

5.1.2. Estimation du coût pour variante 2

a. Estimation du coût

a) Poutre normale

Tableau 5.9. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - plan légèrement irrégulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 626 920,00	3 960 000,00	1 504 800,00	9 091 720,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.10. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - plan légèrement irrégulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
4 742 760,00	3 960 000,00	1 188 000,00	9 890 760,00

5.1.3. Cout variante 3

a. Estimation du cout

a) Poutre normale

Tableau 5.11. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - plan fortement irrégulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 051 400,00	2 880 000,00	1 094 400,00	7 025 800,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.12. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - plan fortement irrégulier).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 508 120,00	2 880 000,00	864 000,00	7 252 120,00

5.2. Paramètre (régularité en élévation)

5.2.1. Estimation du coût pour variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

5.2.1. Estimation du coût pour variante 2

a) Poutre normale

Tableau 5.13. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - plan irrégulier en élévation).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 133 240,00	3 240 000,00	1 231 200,00	7 604 440,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.14. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - plan irrégulier en élévation)

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 483 480,00	3 240 000,00	972 000,00	7 695 480,00

5.3. Paramètre (l'usage)

5.3.1. Estimation du coût pour variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

5.3.2. Estimation du coût pour variante 2

a) Poutre normale

Tableau 5.15. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - plancher au dalles pleines).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
3 371 720,00	5 961 600,00	1 641 600,00	10 974 920,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.16. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - plancher au dalles pleines).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
5 307 720,00	5 961 600,00	1 296 000,00	12 565 320,00

5.4. Paramètre (l'élancement)

5.4.1. Estimation du coût pour variante 1

a) Poutre normale

Tableau 5.17. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - bâtiment R+10).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
9 289 720,00	7 920 000,00	3 009 600,00	20 219 320,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.18. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - bâtiment R+10).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
10 248 920,00	7 920 000,00	2 376 000,00	20 544 920,00

5.4.2. Estimation du coût pour variante 2

a) Poutre normale

Tableau 5.19. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - bâtiment R+7).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
5 754 320,00	5 760 000,00	2 188 800,00	13 703 120,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.20. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - bâtiment R+7).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
7 766 440,00	5 760 000,00	1 728 000,00	15 254 440,00

5.4.3. Estimation du coût pour variante 3

a) Poutre normale

Tableau 5.21. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - bâtiment R+3).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
2 526 920,00	2 880 000,00	1 094 400,00	6 501 320,00

b) Poutre noyée

Tableau 5.22. Coût total de la structure en béton armé (poutres noyées - bâtiment R+3).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
2 800 600,00	2 880 000,00	648 000,00	6 328 600,00

5.5. Paramètre (longueur des travées)

5.5.1. Estimation du coût pour variante 1 (le même que variante 1 de paramètre 1)

5.5.2. Estimation du coût pour variante 2

a) Poutre normale

Tableau 5.23. Coût total de la structure en béton armé (poutres normales - longues travées).

Coût Total de l'ossature HT (DA)	Coût Total des planchers HT (DA)	Coût Total des faux plafonds HT (DA)	Coût Total de la Structure HT (DA)
10 629 080,00	4 320 000,00	1 641 600,00	16 590 680,00

5.6. Comparaison

5.6.1. Paramètre (régularité en plan)

Bâtiments réguliers avec poutres noyées sont moins économiques qu'avec poutres normales.

Les ferraillements, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.

Bâtiments irréguliers et fortement irréguliers avec poutres normales sont moins économiques qu'avec poutres noyées.

Force sismique plus importante, appliquée sur la poutre noyée.

5.6.2. Paramètre (régularité en élévation)

Bâtiments avec poutres normales sont moins économiques qu'avec poutres noyées.

Les ferraillements, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.

Force sismique plus importante, appliquée sur la poutre noyée.

5.6.3. Paramètre (l'usage)

Bâtiments avec poutres normales sont moins économiques qu'avec poutres noyées.

Les ferrailages, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.

Force sismique plus importante, appliquée sur la poutre noyée.

5.6.4. Paramètre (l'élancement)

Bâtiments avec poutres normales sont moins économiques qu'avec poutres noyées.

Bâtiments (R+3) avec poutres noyées sont moins économiques qu'avec poutres normales.

Les ferrailages, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont grands supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.

Force sismique plus importante, appliquée sur la poutre noyée.

5.6.5. Paramètre (longueur des travées)

Utilisation unique des planchers avec des poutres normales.

- Le tableau suivant simplifie les comparaisons entre poutres normales et noyées

Tableau 5.24. Comparaison entre poutres normales et noyées.

Poutres normales	Poutres noyées
<ul style="list-style-type: none">- Petite section.- Effort sismique inférieur.- Rigide avec déplacements relatifs inter étages moyens.- Section des armatures inférieure.- Peut être utilisée dans les longues travées.- Coût de la structure en béton armé, plus cher pour bâtiments réguliers et Bâtiments (R+3).	<ul style="list-style-type: none">- Grande section.- Effort sismique supérieur.- Souple avec déplacements relatifs inter étages conséquents.- Grande section des armatures.- Ne peut être utilisée pour les longues travées.- Coût de la structure en béton armé, moins cher pour bâtiments réguliers et Bâtiments (R+3).

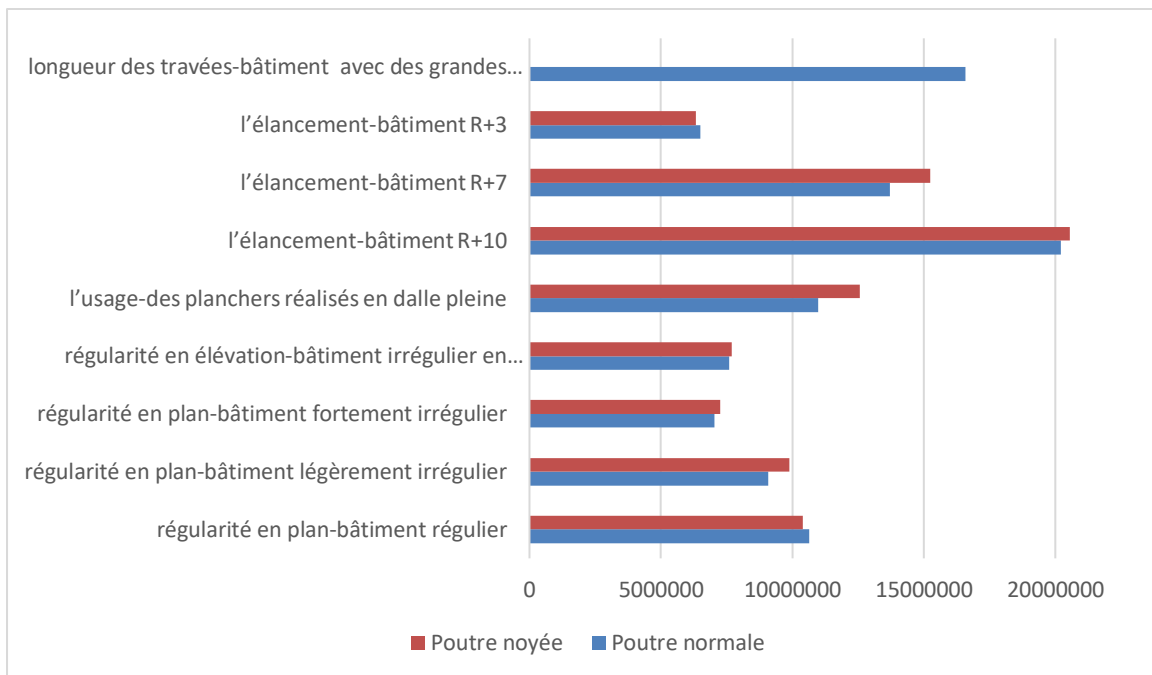


Figure 5.1. Schéma montrant la différence entre le cout des bâtiments avec des poutres normales et des bâtiments en poutres noyées

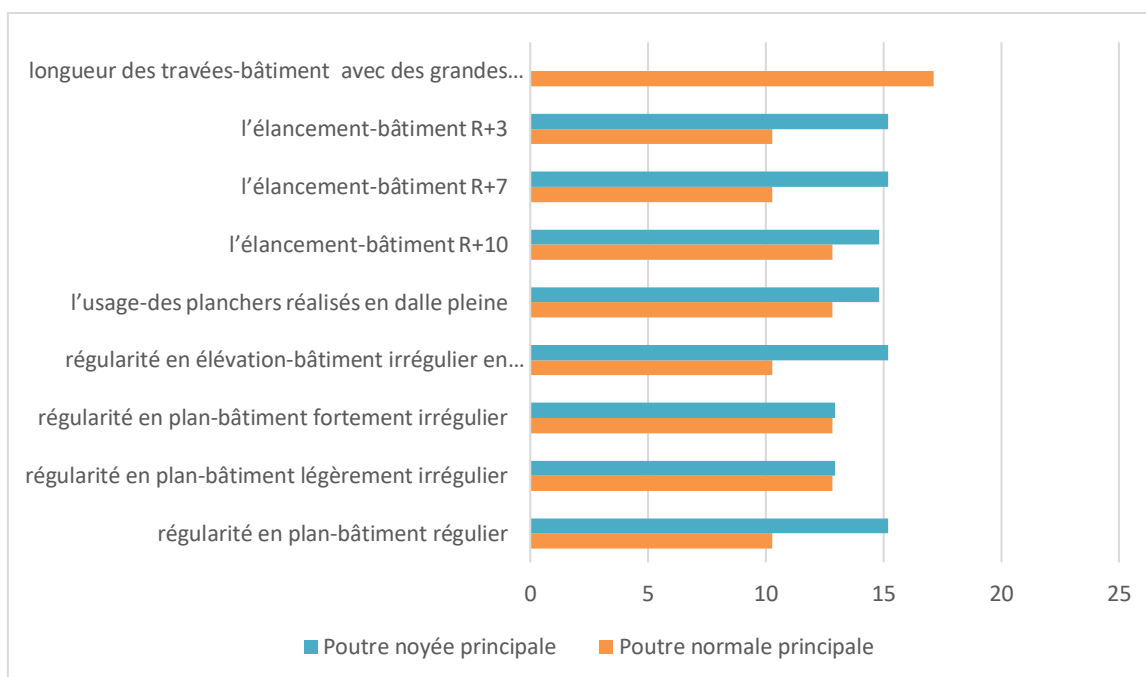


Figure 5.2. Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des bâtiments avec des poutres principales normales et des bâtiments en poutres principales noyées

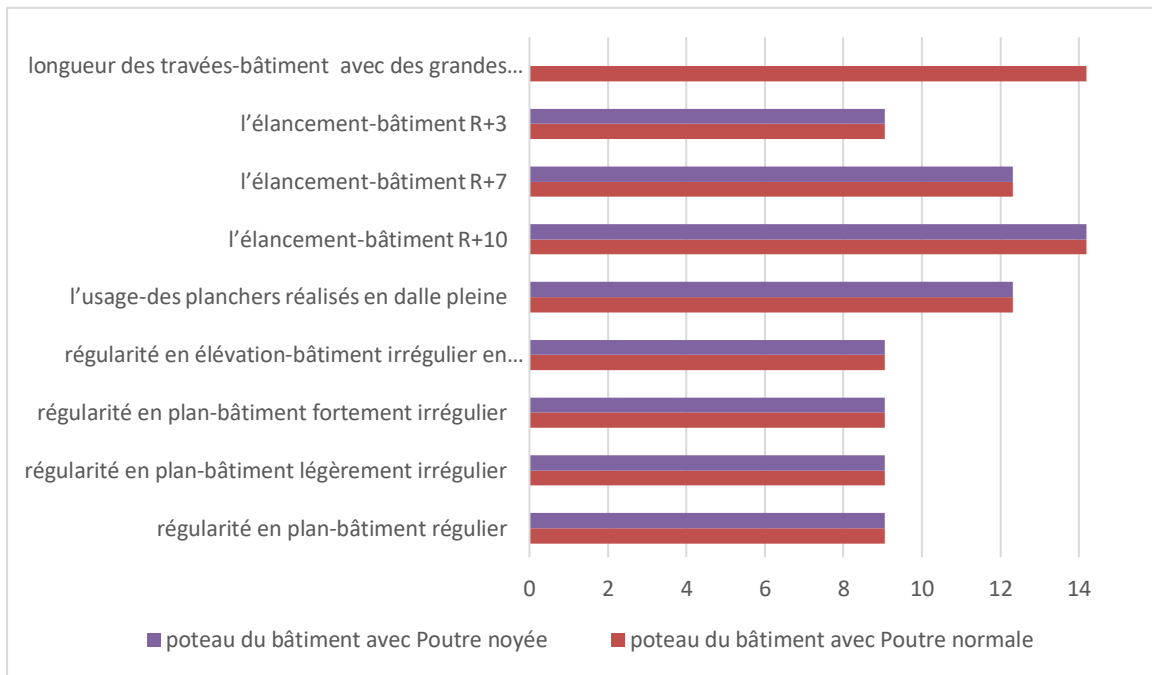


Figure 5.3. Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des poteaux d'un bâtiment avec des poutres normales et d'un bâtiment avec des poutres noyées

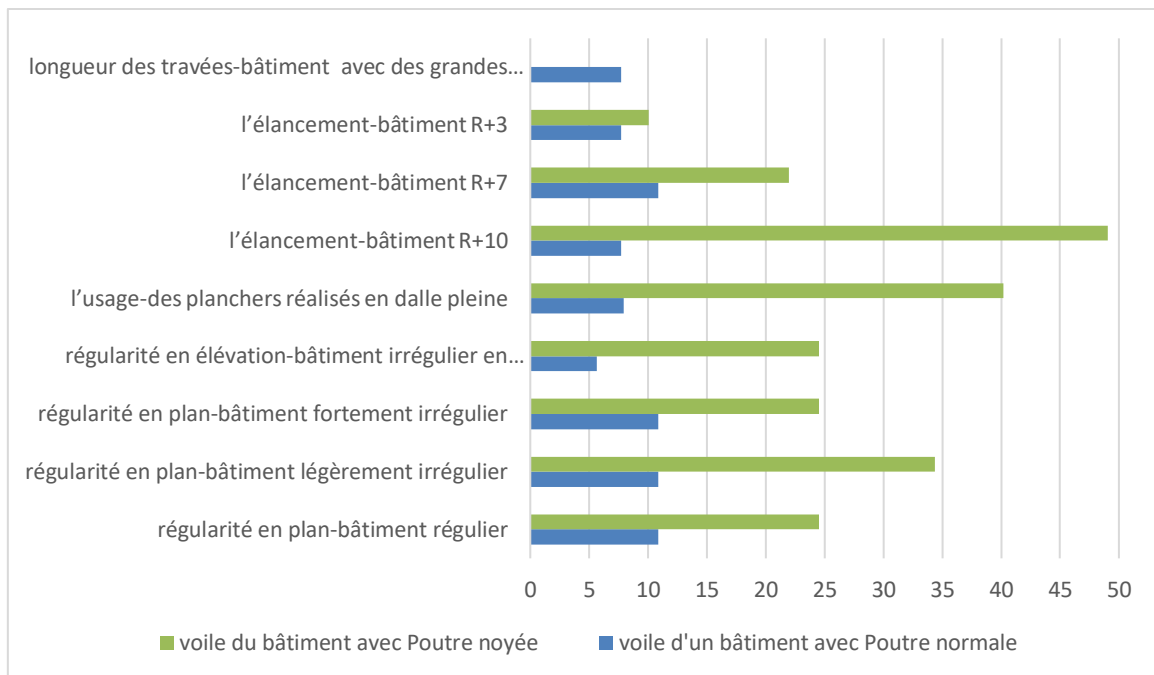


Figure 5.4. Schéma montrant la différence entre la section de ferrailage des voiles d'un bâtiment avec des poutres normales et d'un bâtiment avec des poutres noyées

5.6.6. Conclusion

Après estimation du coût de la structure, et pour tous les paramètres, nous avons remarqué un coût réduit pour les structures à poutres normales devant celles à poutres noyées mis à part le cas des bâtiments réguliers de hauteurs moyennes.

Après comparaison entre les poutres normales et noyées, en prenant compte de tous les paramètres nous remarquons :

- Les ferrillages, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.
- Une force sismique plus importante, appliquée sur les structures à poutres noyées.

Conclusion générale

Après étude des différents types de planchers, il ressort que les planchers à corps creux et ceux à dalles pleines sont les plus indiqués pour notre thème. En effet, ces planchers présentent plusieurs avantages tels que la facilité de la mise en œuvre, la bonne résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique. Les dalles pleines offrent la possibilité de confectionner des formes quelconques de planchers.

Concernant le pré- dimensionnement de la structure, selon tous les paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), il ressort que les planchers avec poutres noyées, de sections plus grandes, sont plus esthétiques ; alors que les bâtiments de grande travée sont, à utiliser uniquement pour des planchers avec des poutres normales.

L'étude dynamique de la structure, selon tous les paramètres (avec des formes régulières en plan, irrégulières ou irrégulières en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), fait ressortir que :

- Une force sismique importante, appliquée sur la poutre noyée.
- Des planchers avec poutres noyées, souples avec déplacements relatifs inter étages conséquents, par rapport à celui à poutres normales, rigides avec des déplacements relatifs inter étages moyens.

Quant au ferrailage de la structure, et selon tous les paramètres (avec des formes régulières, irrégulières en plan et en élévation, l'usage, ainsi que ceux à longues travées et l'élancement), il est remarqué que la section des armatures de la poutre noyée est relativement grande par rapport à celle normale.

Aussi, l'estimation du coût de la structure, et pour tous les paramètres, nous avons remarqué un coût réduit pour les structures à poutres normales devant celles à poutres noyées mis à part le cas des bâtiments réguliers de hauteurs moyennes.

Enfin, la comparaison entre les poutres normales et noyées, en prenant compte de tous les paramètres nous remarquons que :

- Les ferraillements, les sections et les déplacements relatifs inter étages sont supérieurs pour les bâtiments avec poutres noyées par rapport avec les bâtiments avec des poutres normales.
- Une force sismique plus importante, appliquée sur les structures à poutres noyées.

Bibliographie

- 1- Giuseppe M. Nicoletti, Bruno Notarnicola , Comparative Life Cycle Assessment of flooring materials: ceramic versus marble tiles. Journal of Cleaner Production p 283-296, junr 2002.
- 2- W. Honcharenko and H.L. Bertoni and J. Dailing. Mechanisms governing propagation between different floors in buildings. IEEE Transactions on Antennas and Propagation, Vol 41, 787 – 790, Jun 1993.
- 3- Akira Nishitani. Seismic vibration control of building structures with multiple tuned mass damper floors integrated. . The journal of Earthake Engineering, vol 43 ,909_925, May 2014.
- 4- Stana Živanović and Aleksandar Pavić. Probabilistic modeling of walking excitation for building floors. Journal of Performance of Constructed Facilities, vol 23, , June 2009.
- 5- Ángel Pitarch and Ana Tomás and Teresa Gallego. Comparison of environmental impacts of building structures with in situ cast floors and with precast concrete floors. Building and Environment, vol 44, 699-712, April 2009.
- 6- S. H. Ju and M. C. Lin. Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors. Journal of Structural Engineering, vol 125, January 1999.
- 7- Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- 8- Règle de conception et de calcul de structures CBA93 (Document technique réglementaire D.T.R -B.C.2.41).
- 9- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- 10- Béton armé aux états limites B A E L 1991.