



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

**Étude d'un bâtiment(R+9 en duplex)
a usage d'habitation Contreventé par un système
mixte(voiles-portiques)**

Réalisé par

M. SEBBAH Yacine

M. FELLAH DJamel

Encadreur

M^{lle}.GUENOUNOU

Année universitaire 2016/2017

REMERCIEMENT

Nous remercions le dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et le courage pour faire ce modeste travail, ainsi que notre encadreuse M^{me} GUENOUNOU qui nous a beaucoup aider dans ce mémoire, ainsi que toute les personnes(enseignants, étudiants) qui ont contribué a la réalisation de ce travail .

Table des matières

Table des matières

Introduction

Chapitre1 : Généralités

1. Présentation de l'ouvrage :	1
2. Hypothèses de calcul aux états limites	2
3. caractéristique des matériaux utilisés	2
4 : Règlements utilisée:	2

Chapitre 2 : pré dimensionnement des éléments

1. pré dimensionnement des planchers	5
2. Pré dimensionnement des poutres :	12
3. Pré dimensionnement des voiles :	12
4. Pré dimensionnement des escaliers :	13
5. Evaluation des charges et surcharges :	15
6.Pré dimensionnement des poteaux :	18
7. Conclusion.....	30

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

1-Introduction :	31
2. calcul des planchers :	31
3. Etude de l'ascenseur.....	78
4. Etude des escaliers.....	84
5. Etude de la poutre de chainage.....	96
6.Étude de l'acrotère :	101
7. Conclusion.....	110

Chapitre 4 : Etude dynamique

1. Introduction	111
2. Modélisation.....	111
3. Choix de la méthode de calcul.....	111
4. Présentation de la méthode modale spectrale	112
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	119
6. Conclusion.....	125

Chapitre 5 : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction	126
2. Etude des poteaux.....	126
3. Etude des poutres.....	136
4. Étude des voiles.....	148

Table des matières

5. Conclusion :	161
-----------------------	-----

Chapitre 6 : les fondations

1. Introduction	162
2. Combinaisons de calcul	162
3. Reconnaissance du sol	162
4. Choix du type de fondation	162
5. Ferrailage du radier général	167
6. Etude des nervures	169
7. Etude du voile Périphérique	175

conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Liste des figures

Figure 2.1. coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	5
Figure 2.2. Disposition des poutrelles (RDC).	6
Figure 2. 3. Disposition des poutrelles (1 ^{er} étage).	7
Figure 2.4. Disposition des poutrelles (de 2 au 7 ^{eme} étage).	7
Figure 2.5. Disposition des poutrelles (premier niveau duplexe).	8
Figure 2.6. Disposition des poutrelles (deuxième niveau duplexe).	8
Figure 2.7. disposition des poutrelles (toiture).....	8
Figure .2.8 . coupe transversale d'une poutrelle.....	9
Figure .2.9 . dalle pleine sur un appui.	9
Figure .2.10 . dalle pleine sur deux appuis.	10
Figure .2.11 . dalle pleine sur trois appuis.....	10
Figure .2.12 . dalle pleine sur quatre appuis.....	10
Figure 2.13 . veute en plan d'escalier droit a deux volée.....	14
Figure .2.14. Schéma d'escalier droit a deux volées.	14
Figure 2.15. surface afférente de la terrasse inaccessible.....	19
Figure 2.16. surface afférente deuxième niveau duplexe.	20
Figure 2.17. surface afférente de sous sol au 8 ^{eme} étage.	20
Figure.2.18. surface afférente de la toiture.....	24
Figure 2.19. surface afférente de 2 ^{eme} niveau duplexe.....	25
Figure 2.20. surface afférente de RDC jusqu'au 8 ^{eme} étage.....	25
Figure.3.1. schémas statique des poutrelles de RDC jusqu'au 2 ^{eme} niveau duplexe.	34
Figure.3.2. schémas statique des poutrelles de la toiture.....	34
Figure.3.3. schémas statique des poutrelles des balcons.	35
Figure.3.4. schémas statique des poutrelles de la terrasse accessible.....	35
Figure 3.5. schéma statique de la poutrelle.	36
Figure 3.6. schéma statique de la poutrelle (type 5).....	39
Figure.3.7. schéma statique des poutrelles de RDC jusqu'au 2 ^{eme} niveau duplexe.	54
Figure.3.8. schéma statique des poutrelles de la terrasse inaccessible.	54
Figure.3.9. schéma statique des balcons.....	55
Figure.3.10. schéma statique des poutrelles de la terrasse accessible.	55
Figure 3.11. Schémas de ferrailage des balcons.....	77
Figure 3.12. Schémas de ferrailage de la terrasse accessible.....	77
Figure 3.13. Schémas de ferrailage de la terrasse inaccessible.	78
Figure 3.14. Schémas de ferrailage de plancher courant.....	78
Figure 3.15. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	79

Liste des figures

Figure .3.16. Coupe transversale d'ascenseur	79
Figure 3.17. Schéma représentant la surface d'impact.....	80
Figure .3.18.ferraillage de la dalle de locale machine.....	83
Figure 3.19.schéma de ferraillage de la dalle sous l'ascenseur	84
Figure 3.20.coupe en élévation de l'escalier	85
Figure 3.21.Schéma statique de la partie (AB).....	85
Figure 3.22.schéma statique de la partie (BC).	88
Figure 3.23:schéma de ferraillage de la partie (AB).	92
Figure 3.24.schéma de ferraillage de la partie (BC).....	92
Figure 3.25.vue en plan de l'escalier.....	93
Figure 3.26. Schéma statique de la poutre palière.....	93
Figure 3.27.schéma de ferraillage de la poutre palière.....	96
Figure3.28.Schéma statique de la poutre de chinage (1).....	96
Figure3.29.schéma de ferraillage de la poutre de chinage (1).....	99
Figure3.30.Schéma statique de la poutre de chinage (2).....	99
Figure 3.31.schéma de ferraillage de la poutre de chinage (2).....	101
Figure 3.32. Coupe transversale d'un acrotère.....	102
Figure 3.33.section a ferraille.....	104
Figure 3.34. schéma de ferraillage de l'acrotère de la terrasse inaccessible.	107
Figure 3.35. Modèle de calcul de l'acrotère	107
Figure 3.36. Coupe transversale de l'acrotère.....	107
Figure 3.37. Section de l'acrotère à ferrailer.....	108
Figure 3.38.schéma de ferraillage de l'acrotère de la terrasse accessible.	110
Figure.4 .1. Disposition des voiles de contreventement.....	115
Figure 4.2. Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000V14	116
Figure 4.3.Mode 1 (Translation suivant l'axe y-y).....	117
Figure.4.4.Mode 2 (Translation suivant l'axe x-x).....	118
Figure 4.5.Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)	119
Figure 5.1. Zone nodale.....	127
Figure 5.2. Ancrage des armatures transversales	128
Figure 5.3. Section d'un poteau.....	131
Figure 5.4. Schéma de ferraillage des poteaux du RDC.....	134
Figure 5.5. Schéma de ferraillage des poteaux d'étage 1	134
Figure 5.6. Schéma de ferraillage des poteaux d'étage2	134
Figure 5.7.Schéma de ferraillage des poteaux d'étages 3,4,5.....	135
Figure 5.8. Schéma de ferraillage des poteaux d'étages 6.....	135
Figure 5.9. Schéma de ferraillage des poteaux d'étages 7.....	135
Figure 5.10. Schéma de ferraillage des poteaux de 1 ^{er} niveau duplexe.....	136
Figure 5.11. Schéma de ferraillage des poteaux de 2 ^{ème} niveau duplexe.....	136

Liste des figures

Figure 5.12. Répartition des moments dans les zones nodales.....	144
Figure 5.13. Formation de rotules plastique.....	145
Figure 5.14. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC	147
figure 5.15.schéma de ferrailage de voile se longurie L=2.5m (RDC).....	160
Figure6.1.semelle filante	162
Figure 6.2. Schéma de ferrailage du radier	168
Figure 6.3. Schéma des lignes de rupture du radier	169
Figure 6.4. Schéma des nervures.....	170
Figure 6.5. Schéma statique de la nervure selon X-X	171
Figure 6.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	171
Figure 6.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x	174
Figure 6.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	174
Figure 6.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques	175
Figure 6.10.schéma de ferrailage de voile périphérique.....	178

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau 2.1. Calcul d'épaisseur de chaque dalle pleine.	19
Tableau 2.3 . charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	29
Tableau 2.4. charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :.....	30
Tableau 2.5 . charges et surcharges revenant sur le plancher terrasse accessible en corps creux :	31
Tableau 2.6 .charges surcharges revenant sur le plancher terrasse accessible en dalle pleine :	32
Tableau.2.7.charges et surcharges revenants sur le plancher courant en corps creux :	32
Tableau 2.8 . charges et surcharges revenants sur le plancher a dalle pleine :	33
Tableau.2.9 .charges et surcharges revenants sur les balcon a dalle pleine :	33
Tableau.2.10 .charges et surcharges revenants sur les balcons en corps creux :	33
Tableau.2.11 .charges et surcharges revenants aux murs extérieurs :	33
Tableau.2.12 .charges et surcharges revenants sur la volée en dalle pleine :	33
Tableau.2.13 . charges et surcharges revenant sur le palier :	33
Tableau2.14.dimension des poteaux et leurs poids propre :	33
Tableau 2.15. Résultats de la descente de la charge d'exploitation :	33
Tableau 2.16.résultat de la descente de charge sur le poteau.	33
Tableau2.17.résultat de la descente de la charge d'exploitation.	33
Tableau2.18.tableau de la descente de charge sur le poteau.	33
Tableau 2.19.vérification a la compression simple des poteau les plus sollicité a chaque niveau :	33
Tableau.2.20.vérification au flambement des poteau les plus sollicité de tout le niveau.	33
Tableau 3.1.méthode de calcul pour chaque type de poutrelle.....	35
Tableau.3.2.charges revenantes sur le plancher et sur la poutrelle.....	37
Tableau 3.3.charges revenants sur le plancher et sur la poutrelle.	39
Tableau 3.4.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau duplex	42
Tableau 3.5.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de toiture.	43
Tableau 3.6.les sollicitations maximales dans les balcons	43
Tableau 3.7.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.	43
Tableau 3.8.les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	43
Tableau 3.9.Ferrailage des différents types poutrelles	50
Tableau.3.10.vérification a l'ELU.....	51
Tableau 3.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	51
Tableau 3.12. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	51
Tableau 3.13.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de rez de chaussé jusqu'au 2 ^{ème} niveau duplex.....	55
Tableau 3.14.les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse inaccessible.....	56
Tableau 3.15.les sollicitations maximales dans les balcons	56
Tableau 3.16.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.	56

Liste des tableaux

Tableau 3.17.les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	57
Tableau 3.18.Ferrailage des différents types poutrelles	57
Tableau 3.19. Vérification a l'ELU.....	58
Tableau 3.20. Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau 3.21. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	59
Tableau 3.22.schéma de ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau 3.23. différentes données des dalles pleines	62
Tableau 3.24. Coefficients des dalles pleines.....	64
Tableau 3.25. Les sollicitations maximales dans les balcons.....	65
Tableau 3.26. Les sollicitations dans la terrasse accessible.	65
Tableau 3.27.Les sollicitations dans le plancher courant.	66
Tableau.3.28.Les sollicitations dans la toiture.	66
Tableau 3.29. Sollicitations maximales dans les dalles pleines a deux appuis.....	67
Tableau 3.30. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à trois appuis	67
Tableau 3.31. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à quatre appuis	67
Tableau 3.1.méthode de calcul pour chaque type de poutrelle.....	35
Tableau.3.2.charges revenantes sur le plancher et sur la poutrelle.....	37
Tableau 3.3.charges revenants sur le plancher et sur la poutrelle.	39
Tableau 3.4.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau duplex	42
Tableau 3.5.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de toiture.	43
Tableau 3.6.les sollicitations maximales dans les balcons	43
Tableau 3.7.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.	43
Tableau 3.8.les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	43
Tableau 3.9.Ferrailage des différents types poutrelles	50
Tableau.3.10.vérification a l'ELU.....	51
Tableau 3.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	51
Tableau 3.12. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	51
Tableau 3.13.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de rez de chaussé jusqu'au 2 ^{ème} niveau duplex.....	55
Tableau 3.14.les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse inaccessible.....	56
Tableau 3.15.les sollicitations maximales dans les balcons	56
Tableau 3.16.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.	56
Tableau 3.17.les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.....	57
Tableau 3.18.Ferrailage des différents types poutrelles	57
Tableau 3.19. Vérification a l'ELU.....	58
Tableau 3.20. Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau 3.21. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	59
Tableau 3.22.schéma de ferrailage des poutrelles.....	61

Liste des tableaux

Tableau 3.23. différentes données des dalles pleines	62
Tableau 3.24. Coefficients des dalles pleines.....	64
Tableau 3.25. Les sollicitations maximales dans les balcons.....	65
Tableau 3.26. Les sollicitations dans la terrasse accessible.	65
Tableau 3.27. Les sollicitations dans le plancher courant.	66
Tableau.3.28. Les sollicitations dans la toiture.	66
Tableau 3.29. Sollicitations maximales dans les dalles pleines a deux appuis.....	67
Tableau 3.30. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à trois appuis	67
Tableau 3.31. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à quatre appuis	67
Tableau 3.32. Calcul du ferrailage à l'ELU (2 appuis)	68
Tableau 3.33. Calcul du ferrailage à l'ELU (3 appuis)	68
Tableau 3.34. Calcul du ferrailage à l'ELU sur 4 appuis	69
Tableau 3.35. vérification de l'effort tranchant.(2 appuis).....	69
Tableau 3.36. vérification de l'effort tranchant(3 appuis).....	69
Tableau 3.37. vérification de l'effort tranchant.(4 appuis).....	70
Tableau.3.38. vérification a l'ELS(2 appuis)	70
Tableau.3.39. vérification a l'ELS (3 appuis)	70
Tableau.3.40. vérification a l'ELS(4 appuis)	71
Tableau.3.41. recalcule a l'ELS(2 appuis)	71
Tableau.3.42. recalcule a l'ELS (3 appuis)	72
Tableau.3.43. recalcule a l'ELS(4 appuis)	72
Tableau 3.44. Vérifications de la flèche à l'ELS (2 appuis).....	72
Tableau 3.45. Vérifications de la flèche à l'ELS (3 appuis).....	74
Tableau 3.46. Vérifications de la flèche à l'ELS (toiture a 3 appuis)	75
Tableau 3.47. Vérifications de la flèche à l'ELS(4 appuis).....	76
Tableau .3.48. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	81
Tableau 3.49. Vérifications des contraintes à l'ELS	82
Figure .3.18. ferrailage de la dalle de locale machine.	83
3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	83
Tableau.3.50. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	83
Tableau .3.51. Vérification des contraintes	84
Tableau 3.52. Sollicitations dans la partie AB	85
Tableau 3.53. Ferrailage de la partie AB.....	86
Tableau .3.54. Vérification des contraintes à l'ELS.....	86
Tableau .3.55. Sollicitations dans la partie BC	89
Tableau .3.56. Ferrailage de la partie BC.....	89
Tableau .3.57. Vérification des contraintes à l'ELS.....	90
Tableau 3.58. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	90
Tableau .3.58. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	94

Liste des tableaux

Tableau .3.59. Vérification des contraintes à l'ELS.....	95
Tableau .3.60. Moments et ferrailages correspondant.....	97
Tableau .3.61. Vérification des contraintes	98
Tableau .3.62. Vérification de la flèche	98
Tableau .3.63. Moments et ferrailages correspondant.....	100
Tableau .3.64. Vérification des contraintes	101
Tableau .3.65. Vérification de la flèche	101
Tableau 3.66. combinaisons de calcul.....	103
Tableau 3.67. Combinaisons d'action de l'acrotère.	108
Tableau 4.1. Valeurs des pénalités	113
Tableau4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	116
Tableau 4.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	119
Tableau 4.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	120
Tableau4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	120
Tableau 4.6. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble.....	121
Tableau 4.7. Vérifications des déplacements de niveaux.....	122
Tableau 4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	123
Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit	124
Tableau4.10. Dimensions finales des poteaux:	125
Tableau 5.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	127
Tableau 5.2. Sollicitations dans les différents poteaux	129
Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	129
Tableaux 5.4. Ferrailage transversales des poteaux	130
Tableau 5.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	131
Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton	132
Tableau 5.7. Vérification des contraintes de cisaillement	133
Tableau 5.8. Dimensions de la zone nodale	133
Tableau 5.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	137
Tableau 5.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm ²	138
Tableau 5.11. Vérification des contraintes tangentielles	140
Tableau 5.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	140
Tableau 5.13. Vérification de l'état limite de compression du béton(PP).....	141
Tableau 5.14. Vérification de l'état limite de compression du béton(PS).....	142
Tableau 5.15. Moments résistants dans les poteaux.....	145
Tableau 5.16. Moments résistants dans les poutres principales	145
Tableau 5.17. Moments résistants dans les poutres secondaires	146
Tableau 5.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale	146
Tableau 5.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	147
Tableau 5.20. Sollicitations et ferrailage du voile L=5.5m	149

Liste des tableaux

Tableau 5.21. Sollicitations et ferrailage du voile L=4.3m	150
Tableau 5.22. Sollicitations et ferrailage du voile L=2.85m	151
Tableau 5.23. Sollicitations et ferrailage du voile L=2m	151
Tableau 5.24. Sollicitations et ferrailage du voile L=1.5m	152
Tableau 5.25. Sollicitations et ferrailage du voile L=1.2m	153
Tableau 5.26. Sollicitations et ferrailage du voile L=1m	154
Tableau 5.27. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1m	155
Tableau 5.28. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1.5m	156
Tableau 5.29. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1.8m	156
Tableau 5.30. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=2m	157
Tableau 5.31. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=2.5m	158
Tableau 5.32. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=3.5m	159
Tableau 6.1. Section d'armateur du radier	166
Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	167
Tableau 6.3. Section d'armateur du radier à l'ELS	168
Tableaux 6.4. Sollicitation max dans les nervures selon les deux sens	172
Tableau 6.5. Résultats de ferrailage des nervures	172
Tableau 6.6. Vérification des contraintes à l'ELS	173
Tableau 6.7. Ferrailage des nervures à l'ELS	173
Tableau 6.8. Ferrailage des voiles périphérique	176
Tableau 6.9. Vérifications des contraintes à l'ELS	178

Symboles et notations

Symboles et Notations

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

Symboles et notations

<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique.
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.

Symboles et notations

S_t	Espacement des armatures.
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale.

Introduction

INTRODUCTION GENERALE :

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier, le bois.

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

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

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

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, et les charges qui reviennent sur le système de contreventement.

Notre projet consiste à faire une étude complète d'un bâtiment composé d'un sous sol et un rez –de-chaussée et neuf étages toute en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

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

On se base sur le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités, ou il y'a la description générale de l'ouvrage(implantation de l'ouvrage ,données géotechniques du sol),ainsi que la définition des matériaux de construction essentiels utilisés dans cet ouvrage, et les lois qui les recommandent extraites des documents réglementaires ,Le deuxième chapitre, sera consacré pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure(poteaux ,poutres , escaliers , planchers),

- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

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

Chapitre 1

Chapitre1 : Généralités**1. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui fera l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8 en duplex + sous sol) à usage d'habitation

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure a 48 m, ce qui nous conduit a le classer d'après le règlement parasismique algérien **RPA99/2003 (article3.2)** dans le groupe d'usage 2

1.1 Implantation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu dit EL Ksour à la wilaya de Bejaia, qui est classé d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (**RPA 99 /version 2003 annexes1**), en zone Iia

1.2 Description architectural de l'ouvrage :

- **Dimension en plan**

La structure a comme dimension maximale :

$$L_x=22.84m \quad ; \quad L_y= 34 ,45m$$

- **Dimension en élévation**

L'ouvrage projeté, présente comme caractéristique

Hauteur totale (sans acrotère).....	30,08m
Hauteur du sous sol.....	3,06m
Hauteur de rez-de-chaussée.....	3,06m
Hauteur des étages (du 1 ^{er} jusqu'au 7 ^{ème} étage).....	3,06m
Hauteur des deux étages 8 ^{ème} et 9 ^{ème} (1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau du duplex).....	2,80m

1.3. Système structural :

la structure résistante est constitué par des portiques et des voiles en béton armé , afin de résister aux efforts verticaux et horizontaux .

1.4. Données géotechnique du site :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (unité Bejaia) on les conclusions suivantes :

- Une contrainte admissible de 1,5 bar obtenu a une profondeur 1,5m
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique
- Le sol possède une agressivité moyenne pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure

2. Hypothèses de calcul aux états limites

2.1 Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (ELU), CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et béton.
- la résistance du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ en compression simple.
- le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul de béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

2.2. Hypothèses de calcul aux états limite de service (ELS), CBA93 (Art A.4.5).

- les sections droites restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et béton.
- la résistance du béton est négligeable.
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique ($\sigma = E\varepsilon$).
- $n=E_s / B_e=15$ avec E_s : le module de Young de l'acier.
- n =coefficient d'équivalence acier –béton.

3. caractéristique des matériaux utilisés

3.1 : Béton.

- A L'ELU :

$$f_{c28}=25 \text{ MP}$$

$$f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}=2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec } \gamma_b=1,5 \text{ coefficient de sécurité pour les situation courante}$$

$\gamma_b=1,15$ coefficient de sécurité pour les situations accidentelles.

$$\tau_u < \text{Min} \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ si la fissuration est peut nuisible.}$$

$$\tau_u < \text{Min} \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ si la fissuration est peut nuisible.}$$

A L'ELS :

La contrainte de compression limite de béton est $\bar{\sigma}_{bc}=0,6f_{c28}=2.1\text{MPa}$.

Le module de déformation longitudinale de béton :

- Déformation instantanée $E_{ij}=11000 \sqrt[3]{f_{c28}}=32164,20 \text{ MPa}$.
- Déformation différée $E_{vj}=3700 (f_{c28})^{1/3}=10818.86 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson**

✓ $\mu=0.2$ à L'ELS.

✓ $\mu=0$ à L'ELU.

- **Composition de béton :**

-ciment 350 kg

-sable ($D \leq 25\text{mm}$) 400litre

-gravier($D \leq 25\text{mm}$) 800litre

-eau de gâchage 150litres, avec le rapport E/C=0.5

3.2 : les aciers:

Les aciers utilise dans cette ouvrage sont :

- Fe E400 HA → Fe = 400MPa.
- Fe E235 ronds et lisses → Fe = 235MPa.

- **à L'ELU**

$\sigma_s=f_e/\gamma_s$ avec : $\gamma_s=1.15$ pour les situation courantes($\sigma_s=348\text{MPa}$).

$\gamma_s=1$ pour les situations accidentelles($\sigma_s=400\text{MPa}$).

- **Cas de la fissuration peu préjudiciable.**

Aucune vérification n'est préconisée, les contraintes dans l'acier ne son pas limitées.

- **Cas de la fissuration préjudiciable.**

$\bar{\sigma}_s=\text{Min} [(2/3) f_e, 110(\eta f_e)^{1/2}]$ avec $\eta=1$ pour l'acier rond et lisse.

$\eta=1.6$ pour l'acier HA $\emptyset > 6 \text{ mm}$.

$\eta=1,3$ pour l'acier HA $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

- **Cas de la fissuration très préjudiciable.**

$\bar{\sigma}_s=\text{Min} [0.5f_e, 90(\eta f_e)^{1/3}]$.

4 : Règlements utilisée:

Le présent projet est élaboré suivant les règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Le C.B.A 93.
- ✓ D.T.R-B.C.2.48 : {Règles parasismique Algériennes 99 version 2003}, CGS.
- ✓ BAEL 91 : béton armé aux états limites.
- ✓ DTR-B.C22 : {charges permanentes et d'exploitation}.

Chapitre 2

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

1. pré dimensionnement des planchers

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

Dans notre bâtiment on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

1.1. Planchers à corps creux :

Dans le dimensionnement de ce type de plancher, on va déterminer la hauteur du corps creux (h_{cc}) et l'épaisseur de la dalle de compression (h_{dc}), tel que la hauteur totale $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

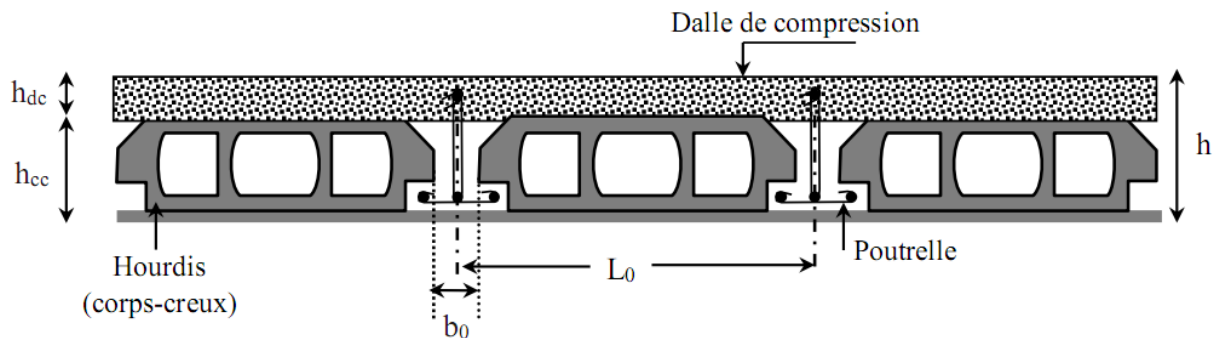


Figure 2.1. coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

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

La hauteur du plancher est déterminée à partir

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles. ($L_{max}=5.85$)

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{alors on prend } h_t=24\text{cm} \quad \text{tel que } h_{cc}=20\text{cm} \text{ et } h_{dc}=4\text{cm}$$

1.1.1. Disposition des poutrelles :

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

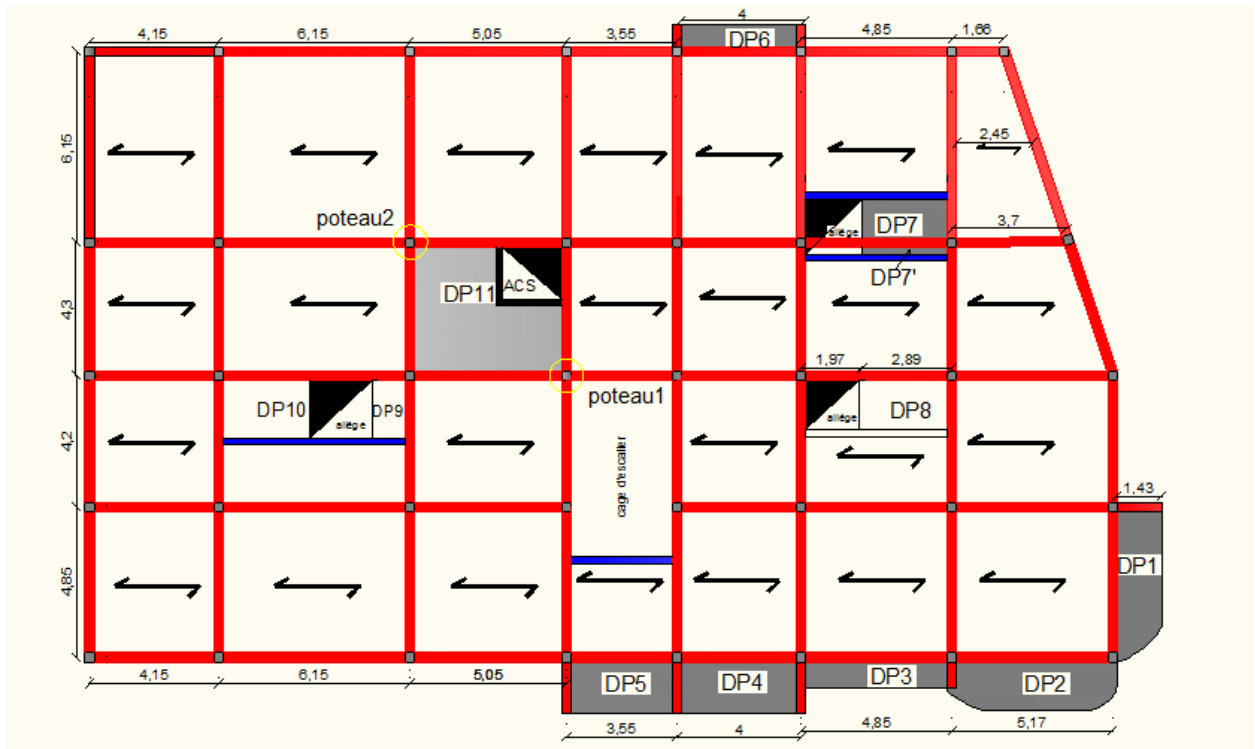


Figure 2.2. Disposition des poutrelles (RDC).

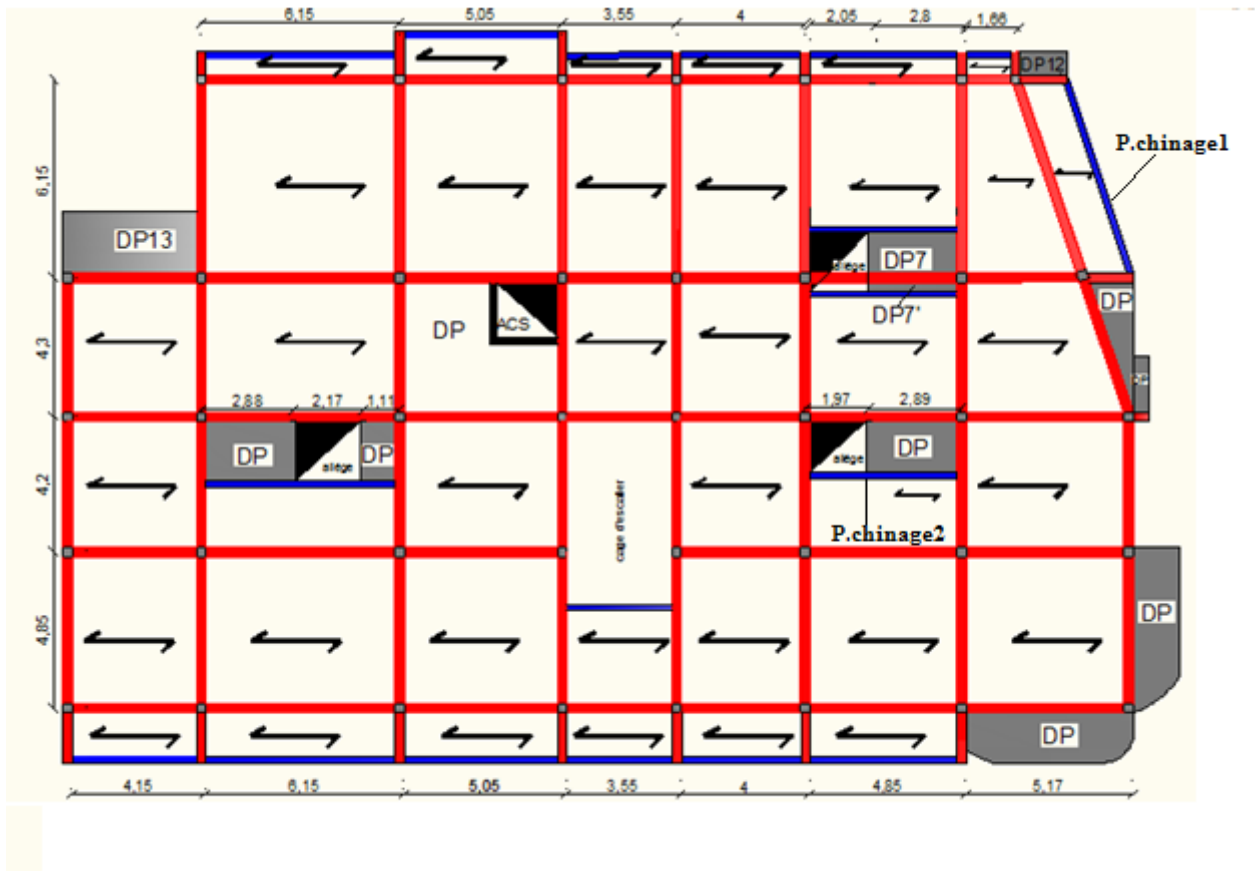


Figure 2.3. Disposition des poutrelles (1^{er} étage).

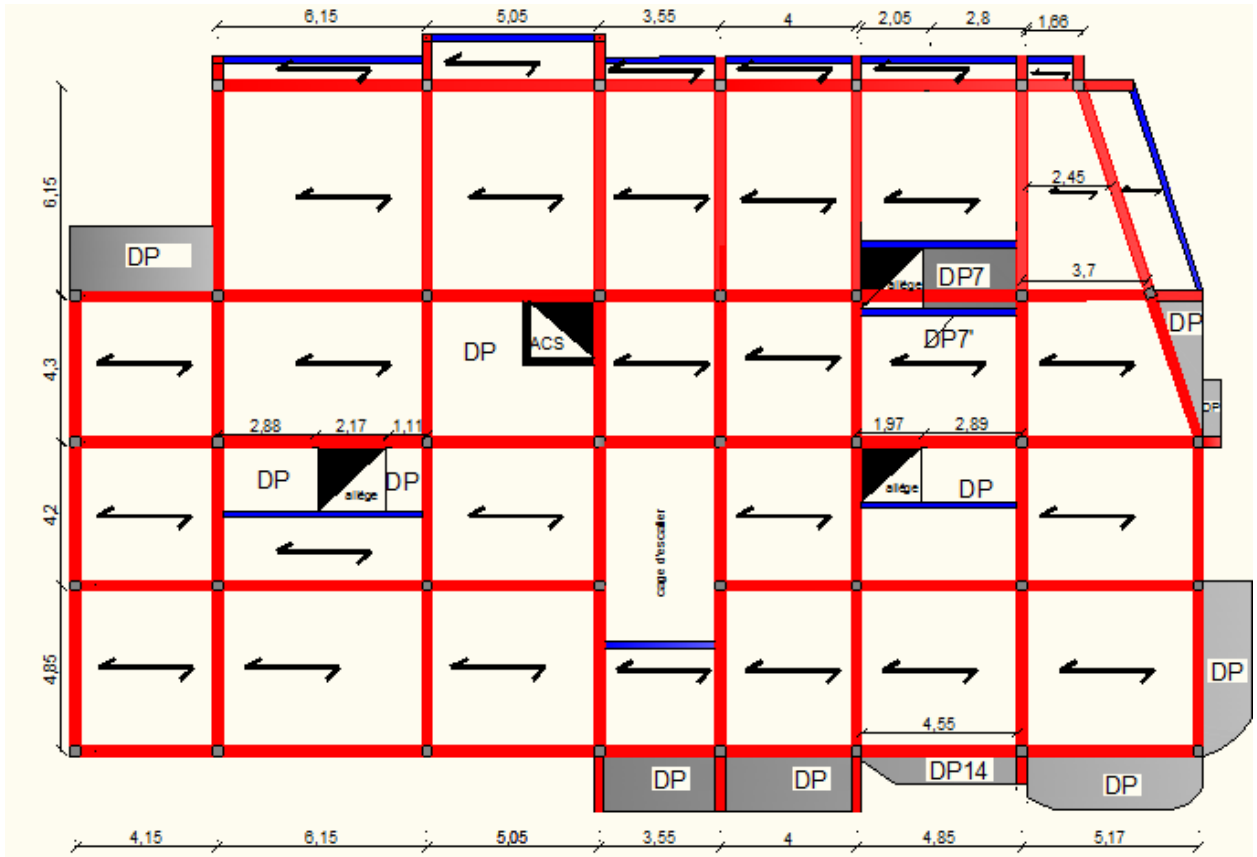


Figure 2.4. Disposition des poutrelles (de 2 au 7^{me} étage).

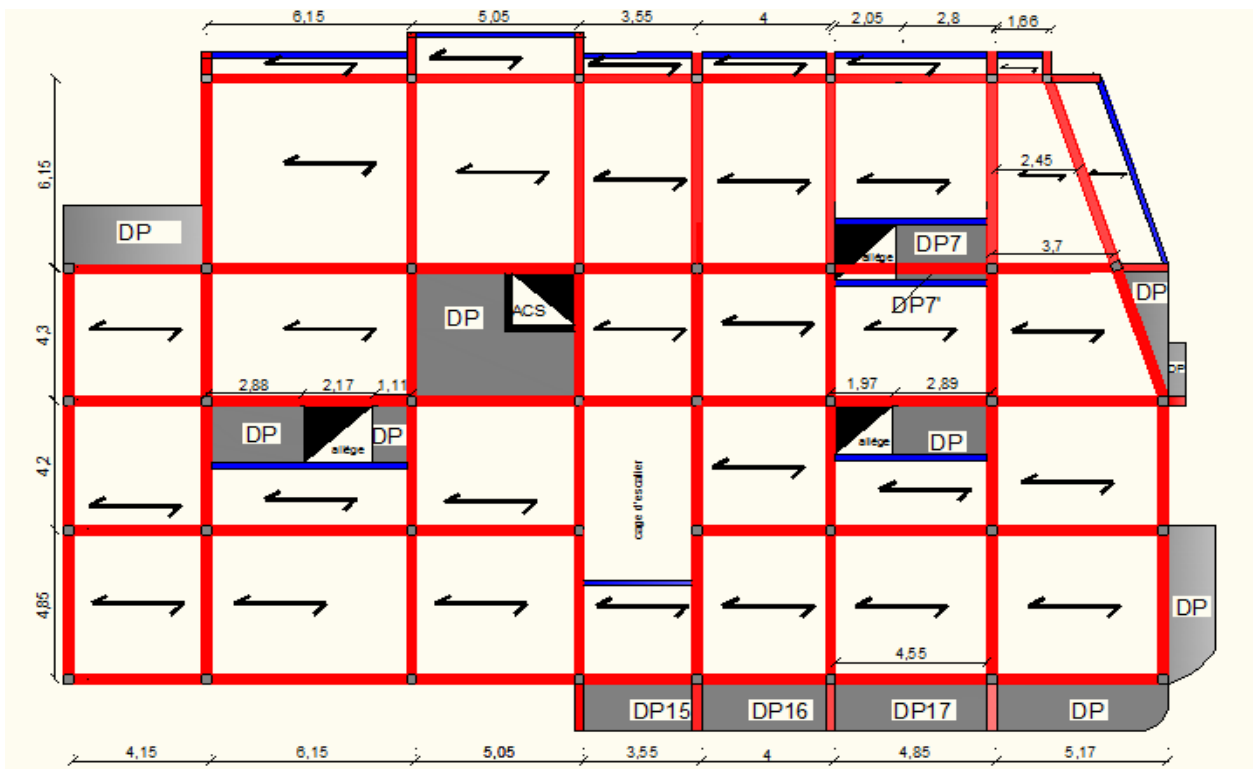


Figure 2.5. Disposition des poutrelles (premier niveau duplexe).

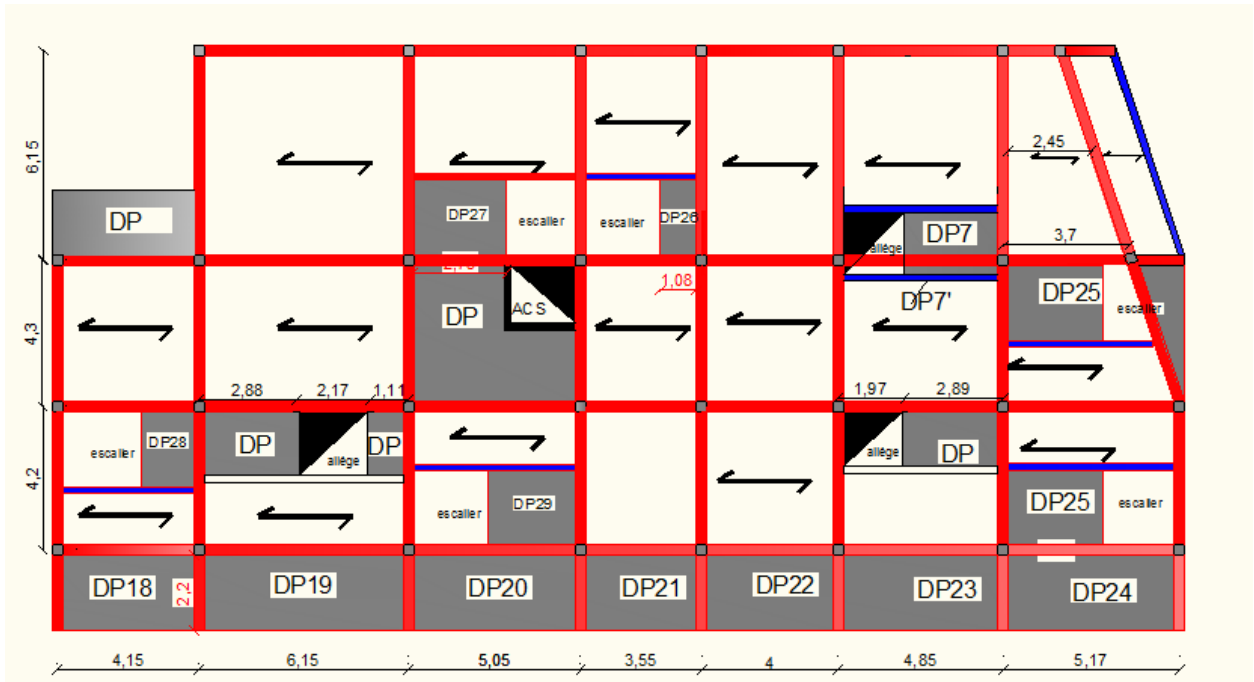


Figure 2.6. Disposition des poutrelles (deuxième niveau duplexe).

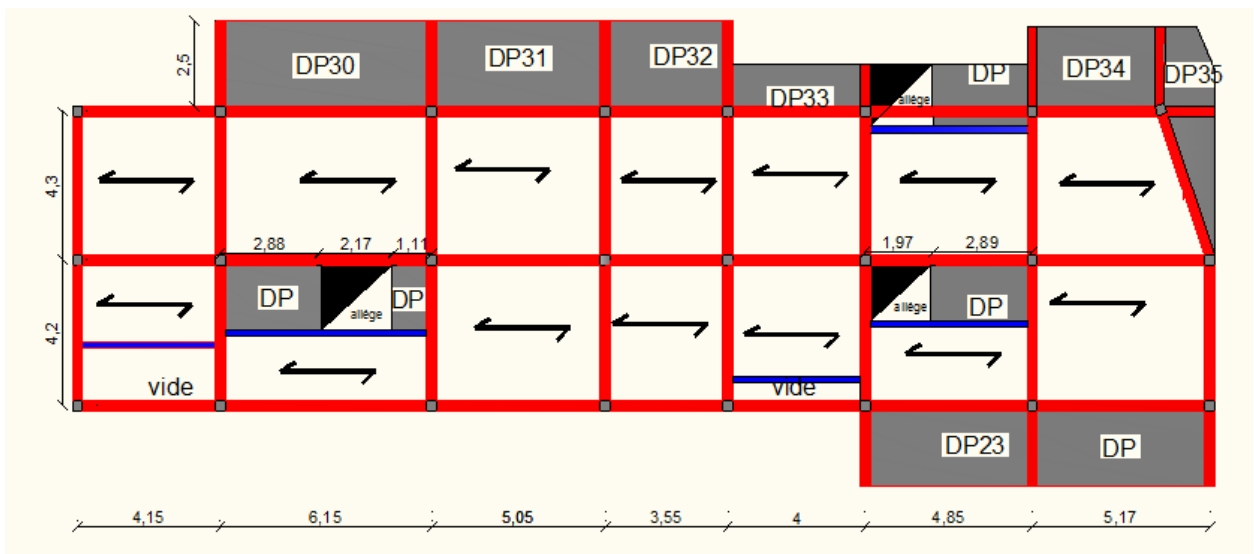


Figure 2.7. Disposition des poutrelles (toiture)

1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

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

- b : la largeur de table de la compression
- b_0 : la largeur de la nervure généralement prise entre 8 et 14 cm.
- L_x : distance entre nus de deux poutrelles
- L_y : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

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

- ✓ $b_0=12\text{cm}$
- ✓ $L_x=65-10=55\text{cm}$
- ✓ $L_y=166-30=136\text{cm}$ (par interpolation linéaire) , ce qui nous donne $b=39\text{ cm}$

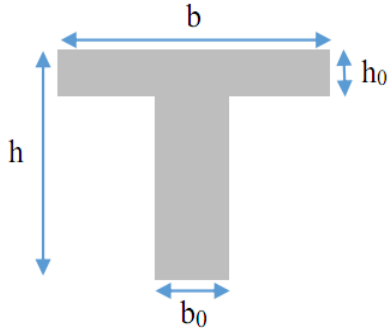


Figure .2.8 : coupe transversale d'une poutrelle.

1.2 .plancher a dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'un plancher dalle pleine revient à déterminer l'épaisseur du plancher qui dépend de plusieurs facteurs

1.2.1. Types de dalle pleine :

- ✓ **Dalle reposant sur un seul appui :**

Pour déterminer l'épaisseur des dalles pleines qui reposent sur un seul appui on utilise la loi suivante

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

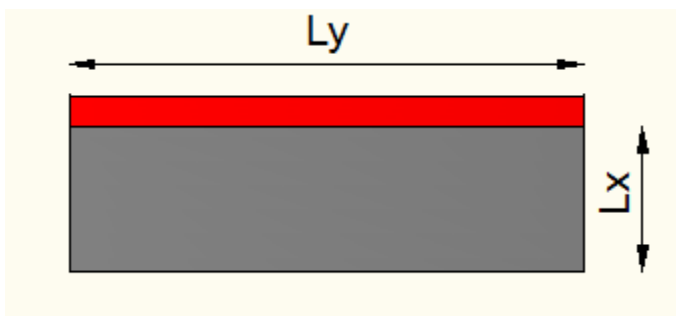


Figure .2.9 : dalle pleine sur un appui.

Dalle reposant sur deux appuis :

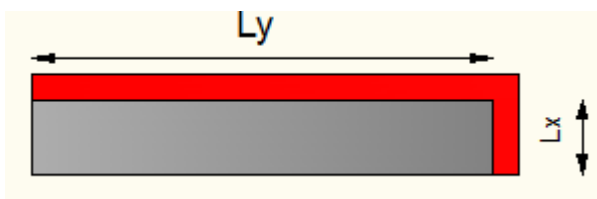


Figure .2.10 . dalle pleine sur deux appuis.

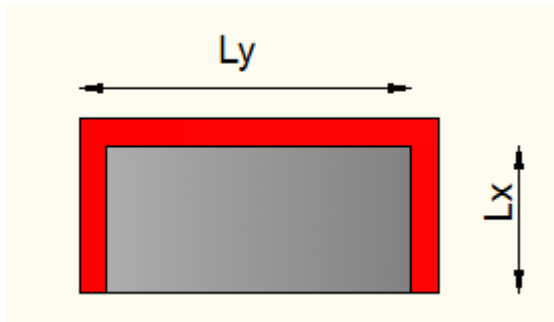
Dalle reposant su 3 appuis

Figure .2.11 . dalle pleine sur trois appuis.

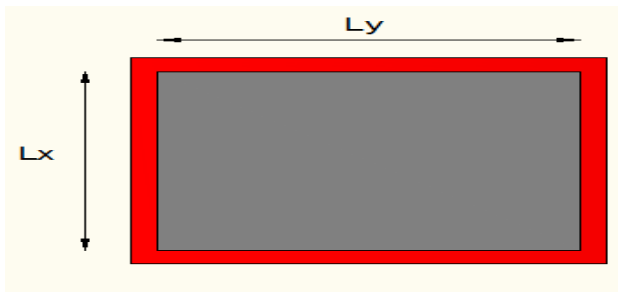
Dalle reposant sur quatre appuis

Figure .2.12 . dalle pleine sur quatre appuis.

remarque: pour les dalles qui reposent sur deux ou trois, ou quatre appuis nous utilisons les lois suivantes pour déterminer l'épaisseur des dalles

si $\rho < 0.4$

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

Ou

si $\rho > 0.4$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

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

Tableau 2.1. Calcul d'épaisseur de chaque dalle pleine.

Dalle	L_x	L_y	ρ	e_{cal}
D1	1,43	4,85	0,29	4,5
D2	1,54	5,07	/	8
D3	0,83	4,55	0,18	2,5
D4	1,64	3,7	0,44	4
D5	1,64	3,25	0,5	4
D6	0,7	3,7	0,19	2
D7	1,25	2,75	0,45	3
D8	1,59	2,81	0,56	4
D9	1,04	1,86	0,56	2,5
D10	1,86	2,8	0,66	4,5
D11	4	4,75	0,84	10
D12	0,7	1,45	0,48	1,6
D13	1,9	4,15	0,45	4,5
D14	0,83	4,55	0,18	2
D15	1,54	3,25	0,47	3,5
D16	1,54	3,7	0,41	3,5
D17	1,54	4,25	0,36	5
D18	2,2	3,85	0,57	5,5
D19	2,2	5,85	0,37	7
D20	2,2	4,75	0,46	5,5
D21	2,2	3,25	0,67	5,5
D22	2,2	3,7	0,59	5,5
D23	2,2	4,55	0,48	5,5
D24	2,2	4,87	0,45	5,5
D25	2,2	2,79	0,78	5,5
D26	1,08	2,2	0,49	2,5
D27	2,2	2,73	0,8	5,5
D28	1,53	2,2	0,69	3,5
D29	2,2	2,55	0,86	5,5
D30	2,5	5,85	0,42	6
D31	2,5	4,75	0,52	6
D32	2,5	3,25	0,77	6
D33	1,25	3,7	0,33	4
D34	2,3	3,4	0,67	5,5
D35	1,48	2,3	0,64	3,5
D7'	0,25	2,75	0,09	1

D'après le critère de résistance aux feux citée ci –dessous :

$e \geq 7cm$	1h de coup de feu
$e \geq 10cm$	2h de coup de feu
$e \geq 14cm$	4h de coup de feu

On constate que c'est le critère a coupe feu qui donne une épaisseur importante alors on opte pour :

- Balcon a dalle pleine et plancher courant **e=12 cm.**

- dalle de l'ascenseur $e=15\text{cm}$.

2. Pré dimensionnement des poutres :

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

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

2.1. Poutres principales PP :

$$L=L_{\max}-0.3=615-30=585\text{cm}$$

$$\frac{585}{15} \leq h \leq \frac{585}{10}$$

On prend $h=40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$ (choisit forfaitairement)

➤ Vérification des exigences de PPA :

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

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

$h/b=1,33 \leq 4$ vérifié

2.2. Poutres secondaire :

$$L=L_{\max}-0.3=485-30=455\text{cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

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

Vérification des exigences de RPA

$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$vérifié

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

$h/b=1,16 \leq 4$ vérifié

3. Pré dimensionnement des voiles :

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

$$e=\max\left(\frac{he}{20}, 15\text{cm}\right)$$

he=hauteur libre de l'étage

dans notre cas, on a

- **du sous sol jusqu'au 7^{ème} étage :**

$$he=306-24=282\text{cm}$$

$$\text{donc : } e = \max(14,1 \text{ cm ; } 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

- **7^{ème} et 2^{ème} niveau duplexe :**

$$he=280-26=256\text{cm}$$

$$\text{donc } e = \max(12,8 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

D'où on prend $e=15\text{cm}$ pour toute la structure

4. Pré dimensionnement des escaliers :

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

Dans notre bâtiment il existe deux types d'escalier :

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

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

- **Escalier droit a deux volées (de sous sol jusqu'au 1^{er} niveau duplexe).**

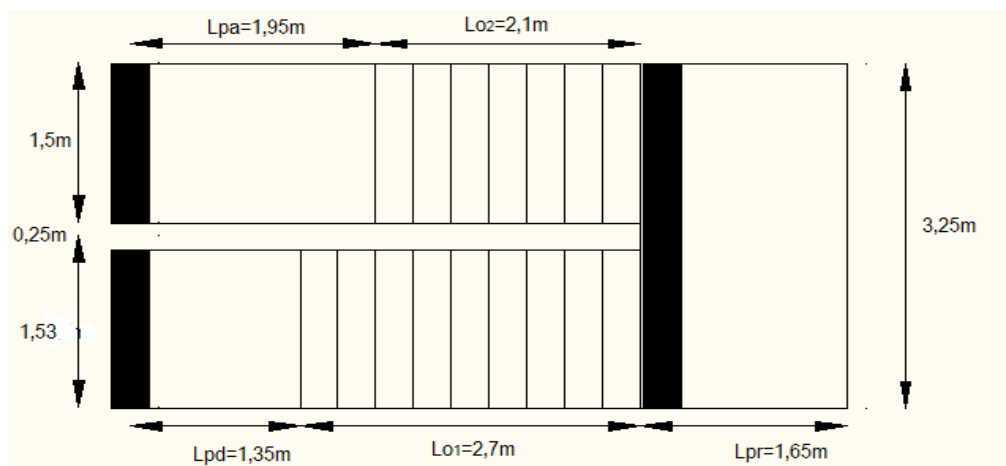


Figure 2.13 : veut en plan d'escalier droit a deux volée.

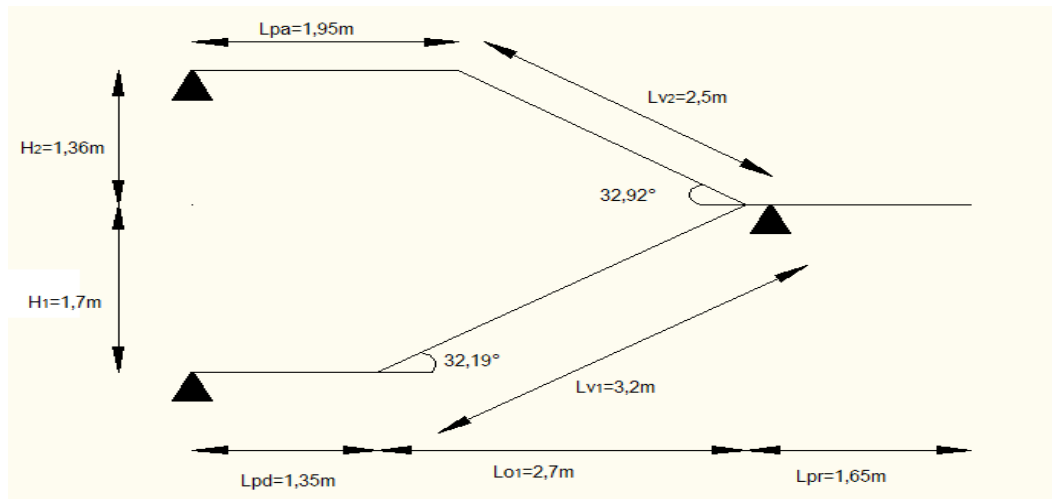


Figure .2.14. : Schéma d'escalier droit a deux volées.

H_1 : la hauteur de palier de repos.

H_2 : la hauteur de palier d'arrivée.

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

L_{02} : longueur projeté de la deuxième volée.

L_{pd} : longueur de palier de départ.

L_{pr} : longueur de palier repos.

L_{pa} : longueur de palier d'arrivée.

L_{v1} : longueur de la première volée.

L_{v2} : longueur de la deuxième volée.

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

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

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

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

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

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

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

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

$$n = 10$$

Le nombre de contre marches $n = 10$

La hauteur de la contre marche $h = H_1/n$

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

➤ **Angle de raccordement α :**

- $\alpha_1 = \tan^{-1} (H_1/L_{01}) = \tan^{-1} (170/270) = 32.19^\circ$.
- $\alpha_2 = \tan^{-1} (H_2/L_{02}) = \tan^{-1} (136/210) = 32.92^\circ$.

• **Epaisseur de la pailasse :**

L'épaisseur se détermine à partir de la condition suivante :

Pour le calcul d'épaisseur on prend la longueur de la première volée.

$$(L/30) \leq e \leq (L/20)$$

$$L = L_{v1} + 0,18 = \sqrt{2,7^2 + 1,7^2} + 0,18 = 3,37\text{m}.$$

$$11,23\text{cm} \leq e \leq 16,85\text{cm}.$$

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

Tableau.2.2: dimensionnement d'escalier.

H1	H2	H	G	L _{pd}	L _{pr}	L _{pa}	L ₀₁	L ₀₂	L _{v1}	L _{v2}
1,7m	1,36m	17cm	30cm	1,35m	1,65m	1,95m	2,7m	2,1m	3,2m	2,5m

5. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau 2.3 .charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Couche	épaisseur (cm)	Poids volumique (kn /m ³)	Poids (kn/m ²)
Protection gravions	4	20	0,8
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2.2
Corps creux	20+4	/	3.2
Isolation thermique	4	0,25	0.01
Enduit ciment	1,5	18	0.27

**La charge permanente $G=6.6 \text{ kn /m}^2$
La charge d'exploitation $Q=1\text{kn/m}^2$.**

Tableau 2.4 .Charges et surcharges revenants sur le plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

Couche	épaisseur (cm)	Poids volumique (kn /m ³)	Poids (kn/m ²)
Protection gravions	4	20	0,8
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2.2
Dalle pleine	12	25	3
Isolation thermique	4	0,25	0.01
Enduit ciment	1,5	18	0.27

La charge permanente $G=6,4 \text{ kn/m}^2$
La charge d'exploitation $Q=1\text{kn/m}^2$.

Tableau 2.5 . charges et surcharges revenant sur le plancher terrasse accessible en corps creux :

couche	Epaisseur(cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Corps creux	20+4	/	3.2
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Forme de pente	10	22	2.2

la charge permanente $G=6.83 \text{ kn/m}^2$
la charge d'exploitation $Q=1,5 \text{ kn/m}^2$

Tableau 2.6. Charges surcharges revenant sur le plancher terrasse accessible en dalle pleine :

couche	Epaisseur(cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Forme de pente	10	22	2.2

la charge permanente $G=6,63 \text{ kn/m}^2$
la charge d'exploitation $Q=1,5 \text{ kn/m}^2$

Tableau.2.7.charges et surcharges revenants sur le plancher courant en corps creux :

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Corps creux	20+4	/	3.2
cloisons	15	/	1.3
Enduit de ciment	1,5	18	0.27

la charge permanente G=5,93 kn/m²
la charge d'exploitation Q=1,5 kn/m²

Tableau 2.8 : charges et surcharges revenants sur le plancher a dalle pleine :

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	12	25	3
cloisons	15	/	1.3
Enduit de ciment	1,5	18	0.27

La charge permanente G=5,73 kn/m²

La charge d'exploitation Q=1.5kn/m²

Tableau.2.9 .charges et surcharges revenants sur les balcon a dalle pleine :

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	1.5	18	0.27

La charge permanente G=4.43 kn/m²
La charge d'xploitation Q=3.5 kn/m²

Tableau.2.10. Charges et surcharges revenants sur les balcons en corps creux :

couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Corps creux	20+4	/	3.2
Enduit de ciment	1.5	18	0.27

La charge permanente G=4.63 kn/m²
La charge d'exploitation Q=3.5 kn/m²

Tableau.2.11. charges et surcharges revenants aux murs extérieurs :

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

La charge permanente $G=2,74 \text{ kn/m}^2$

Tableau.2.12. charges et surcharges revenants sur la volée en dalle pleine :

couche		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
carrelage	Horizontale	2	20	0,4
	vertical	$2 \times h/g$	20	0,23
Mortier de pose	Horizontale	2	20	0,4
	vertical	$2 \times h/g$	20	0,23
Dalle pleine		$12/\cos\alpha$	25	3,52
Enduit de ciment		$1,5/\cos\alpha$	18	0,32
Poids des marches		$h/2$	22	1,87
Garde de corps		/	/	0,6

**La charges permanent $G=7,57 \text{ kn/m}^2$
La charge d'exploitation $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$**

Tableau.2.13. charges et surcharges revenant sur le palier :

couche	épaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids(kn/m ²)
Dalle pleine	12	25	3
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Enduit de ciment	1,5	18	0,27

**La charge permanente $G=4,83 \text{ kn/m}^2$
La charge d'exploitation $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$**

6.Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

Dans notre bâtiment on deux poteau qui sont susceptible d'être les plus sollicité.

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

✓ Pot2

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

Tableau 2.14. dimension des poteaux et leurs poids propre :

Niveau	Dimension (b×h) cm^2	Poids propre G(kn)
Sous sol	60×55	25,25
RDC	55×55	23,14
Etage 1	55×50.	21,04
Etage 2	50×50	19,13
Etage 3	50×45	17,21
Etage 4	45×45	15,49
Etage 5	45×40	13,77
Etage 6	40×40	12,24
Etage 7	40×35	10,71
Etage 8	35×35	9,37
Etage 9	35×30	8,03

Avec $G=b \times h \times H_e \times \gamma_b$ $\left\{ \begin{array}{l} H_e = 3.06\text{m (de sous sol au 7ème étage)} \\ H_e = 2.8\text{m (pour le 8ème et le 9ème étage)} \end{array} \right. \quad \gamma_b = 25 \text{ kn/m}^3$

6.1 : pré dimensionnement de poteau (pot1).

6.1.2. Surfaces afférentes:

➤ Terrasse inaccessible

$$S_1 = 4,63 \text{ m}^2 ; S_2 = 3,17 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 4,75 \text{ m}^2 ; S_4 = 3,25 \text{ m}^2$$

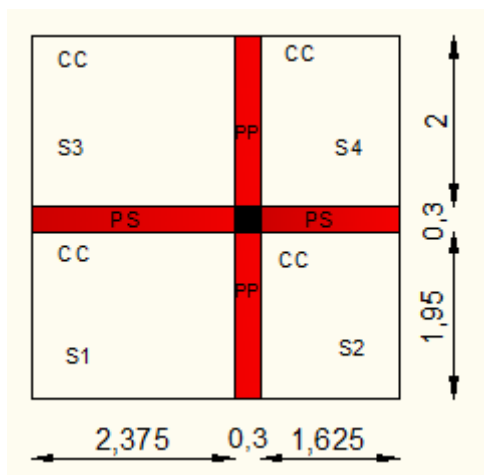


Figure 2.15. surface afférente de la terrasse inaccessible

➤ 2^{ème} niveau duplex:

$$S_1 = 3,66 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,17 \text{ m}^2$$

$$S_3=4,75 \text{ m}^2$$

$$S_4=3,25\text{m}^2$$

$$S_5=0,5$$

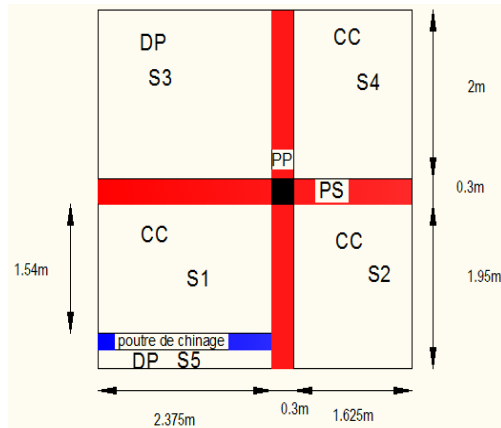


Figure 2.16.surface afférente deuxième niveau duplexe.

e

➤ de RDC jusqu'au 1^{er} niveau duplexe.

$$S_1=4,63\text{m}^2$$

$$S_2=2,44\text{m}^2$$

$$S_3=0,675\text{m}^2$$

$$S_4=4,75 \text{ m}^2$$

$$S_5=3,25\text{m}^2$$

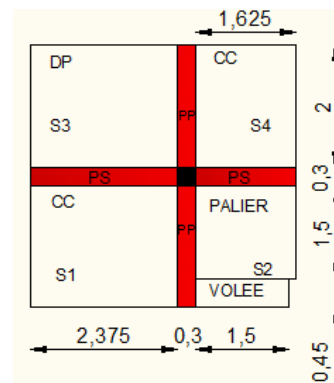


Figure 2.17.surface afférente de sous sol au 8^{ème} étage.

Calcul des poids de chaque surface:

➤ **Terrasse inaccessible:**
Poutre principale:

$$L_{PP}=3,95\text{m}$$

$$G_{PP}=3,95 \times 25 \times 0,4 \times 0,3 = 11,85\text{KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{PS}=4\text{m}$$

$$G_{pp}=4 \times 25 \times 0,35 \times 0,3=10,5\text{KN}$$

$$G_{terrasse}=15,8 \times 6,6=104,25\text{KN}$$

$$Q_{terrasse}=1 \times 15,8=15,8\text{KN}$$

- **2^{ème} niveau duplexe:**
Poutres principales:

$$L_{pp}=3,95\text{m}$$

$$G_{pp}=3,95 \times 25 \times 0,4 \times 0,3=11,85\text{KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{ps}=4\text{m}$$

$$G_{pp}=4 \times 25 \times 0,35 \times 0,3=10,5\text{KN}$$

Poutre de chénage

$$G_{pc}=0,2 \times 0,3 \times 25 \times 2,375=3,56$$

Plancher corps creux

$$G_{cc}=5,93 \times 10,08=59,77\text{KN}$$

$$Q_{cc}=1,5 \times 10,08=15,12\text{KN}$$

Plancher dalle pleine

$$G_{DP}=6,48 \times 5,25=34,02\text{m}^2$$

$$Q_{DP}=1,5 \times 5,25=7,88\text{m}^2$$

- **De RDC jusqu'au 1^{er} niveau duplexe :**
Poutres principales:

$$L_{pp}=3,95\text{m}$$

$$G_{pp}=3,95 \times 25 \times 0,4 \times 0,3=11,85\text{KN}$$

Poutres secondaire:

$$L_{ps}=4\text{m}$$

$$G_{pp}=4 \times 25 \times 0,35 \times 0,3=10,5\text{KN}$$

Plancher corps creux

$$G_{cc}=7,88 \times 5,93=46,728\text{m}^2$$

$$Q_{cc}=7,88 \times 1,5=11,82\text{KN}$$

Plancher dalle pleine :

$$G_{DP}=4,75 \times 6,48=30,78\text{KN}$$

$$Q_{DP}=1,5 \times 4,75=7,125\text{KN}$$

Palier

$$G_{palier}=2,44 \times 5,18=12,64\text{KN}$$

$$Q_{palier}=2,44 \times 2,5=6,1\text{KN}$$

La volée

$$G_V=0,675 \times 8,5=5,73\text{KN}$$

$$Q_V=0,675 \times 2,5=1,685\text{KN}$$

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

Sous la toiture : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : Q_0+Q_1

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

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

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.15. : Résultats de la descente de la charge d'exploitation :

Niveau	Dégression	Q cumulée (kn)
Sous la terrasse inaccessible	Q_0	15,8
Sous le 9 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	38,8
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	55 ,65
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	70 ,61
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	83,67
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	94,82
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	104,11
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	112,85
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	123,19
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	132,78
Sous le RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	141 ,6

Les résultats de la descente de charge sur le poteau est illustré dans le tableau suivant :

Tableau 2.16. résultat de la descente de charge sur le poteau.

niveau	Elément	Le poids G	La charge Q
Sous la terrasse inaccessible	plancher	104 ,25	15,8
	PP+PS	22,35	
	poteau	8,03	
Somme		134,63	15,8
Sous le 2^{ème} niveau duplexe	Venant de 9	134,63	38 ,8
	Plancher	9 3 ,79	
	PP+PS+PC	25,91	
	poteau	9,37	
Somme		263,7	
Sous le 8^{ème} étage	Venant de 8	26 3 ,7	38,8
	plancher	77 ,5	55,65
	PP+PS	22,35	
	poteau	10,71	
Somme		374 ,26	55,65
Sous le 7^{ème} étage	Venant de 7	374,26	70,61
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	12,24	
Somme		486,35	70,61
Sous le 6^{ème} étage	Venant de 6	486,35	83,67
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	13,77	
Somme		599,97	83,67
Sous le 5^{ème} étage	Venant de 5	599,97	94,84
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	15,49	
Somme		715,31	94,84
Sous le 4^{ème} étage	Venant de 4	715,31	104,11
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	17,21	
Somme		832,37	104,11
Sous le 3^{ème} étage	Venant de 3	832,37	112,85
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	19,125	
Somme		951,35	112,85
Sous le 2^{ème} étage	Venant de 2	951,35	123,19
	plancher	77 ,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	21,037	
Somme		1072,23	123,19
	Venant de 1	1072,23	132,78

Sous le 1^{ème} étage	plancher	77,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	23,14	
Somme		1195,22	132,78
Sous le RDC	Venant de RDC	1195,22	141,6
	plancher	77,5	
	PP+PS	22,35	
	poteau	25,245	
Somme		1320,32	141,6

6.2. Pré dimensionnement du poteau 2

Surfaces afférentes :

➤ Terrasse inaccessible

$$S1=5,85\text{m}^2$$

$$S2=4,75\text{ m}^2$$

$$S3=7,31\text{ m}^2$$

$$S4=6,83\text{ m}^2$$

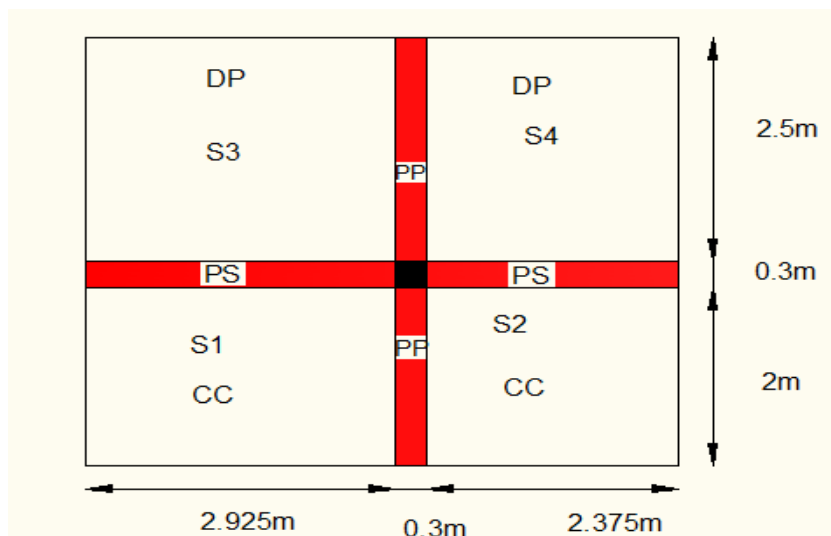


Figure.2.18. surface afférente de la toiture.

➤ Deuxième niveau duplexe

$$S1=5,85\text{ m}^2, \quad S4=1,246\text{ m}^2$$

$$S2=4,75\text{ m}^2, \quad S5=6,5\text{ m}^2$$

$$S3=5,22\text{ m}^2, \quad S6=2,04\text{ m}^2$$

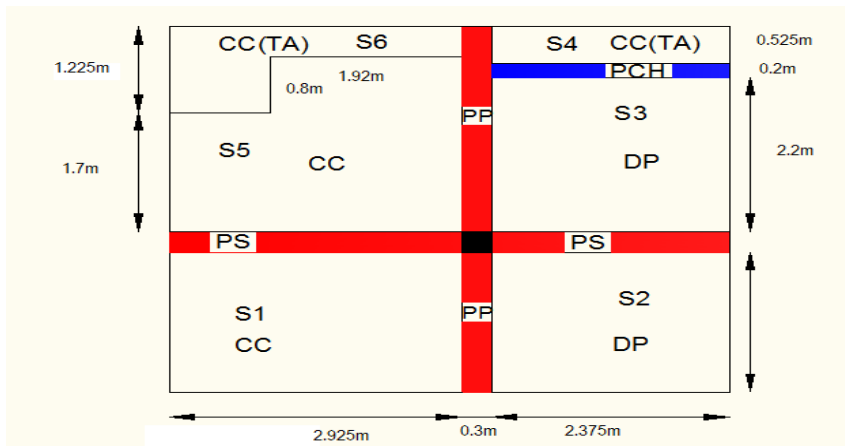


Figure 2.19. surface afférente de 2^{ème} niveau duplexe.

➤ de RDC jusqu'au 1^{er} niveau duplexe :

S1=5,85 m²

S2=4,75 m²

S3=6,94 m²

S4=8,55 m²

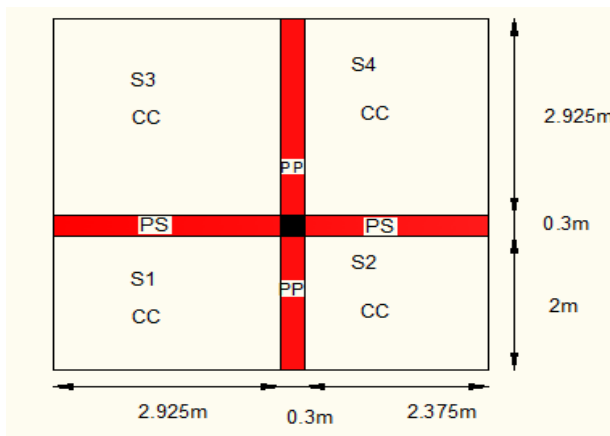


Figure 2.20. surface afférente de RDC jusqu'au 8^{ème} étage.

Les résultats de la descente des charges sont dans les tableaux suivant :

Tableau 2.17. résultat de la descente de la charge d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q cumulée (kn)
Sous la terrasse inaccessible	Q ₀	24,77
Sous le 2 ^{ème} niveau duplexe	Q ₀ +Q ₁	61 ,68
Sous le 8 ^{ème} étage	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	97,01
Sous le 7 ^{ème} étage	Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	128,44
Sous le 6 ^{ème} étage	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	155,88
Sous le 5 ^{ème} étage	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	179,54
Sous le 4 ^{ème} étage	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	199,23

Sous le 3^{ème} étage	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	217,71
Sous le 2^{ème} étage	$Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	239,28
Sous le 1^{ème} étage	$Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	259,29
Sous le RDC	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	277,73

Tableau 2.18. tableau de la descente de charge sur le poteau.

niveau	Elément	Le poids G	La charge Q
Sous la terrasse inaccessible	plancher	171,27	24,77
	PP+PS	28,68	
	poteau	8,03	
Somme		207,98	24,77
Sous le 2^{ème} niveau duplexe	Venant de 9	207,98	61,68
	Plancher	160,28	
	PP+PS+PC	32,24	
	poteau	9,37	
Somme		409,87	61,68
Sous le 8^{ème} étage	Venant de 8	409,87	97,01
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	10,71	
Somme		603,99	97,01
Sous le 7^{ème} étage	Venant de 7	603,99	128,44
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	12,24	
Somme		799,57	128,44
Sous le 6^{ème} étage	Venant de 6	799,57	155,88
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	13,77	
Somme		996,73	155,88
Sous le 5^{ème} étage	Venant de 5	966,73	179,54
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	15,49	
Somme		1195,61	179,54
Sous le 4^{ème} étage	Venant de 4	1195,61	199,23
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	17,21	
Somme		1396,21	199,23
Sous le 3^{ème} étage	Venant de 3	1396,21	217,71
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	19,125	
Somme		1598,72	217,71
Sous le 2^{ème} étage	Venant de 2	1598,72	239,28
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	

	poteau	21,037	
Somme		1803,15	239,28
Sous le 1^{ème} étage	Venant de 1	1803,15	259,29
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	23,14	
Somme		2009,68	259,29
Sous le RDC	Venant de RDC	2009,68	277,73
	plancher	154,71	
	PP+PS	28,68	
	poteau	25,245	
Somme		2218,32	277,73

On a :

$$Nu (\text{poteau1}) = 1,35G + 1,5Q = 1994,83 \text{ kn.}$$

$$Nu (\text{poteau2}) = 1,35G + 1,5Q = 3411,33 \text{ kn}$$

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

L'effort normal a la base :

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

$$Nu^* = 1,1 \times Nu = 1,1 \times 3752,46 \text{ KN}$$

6.2.3. Vérification a faire :

Vérification a la compression simple :

Exemple de calcul :

Calcul a l'ELU :

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

$$B \geq \frac{Nu^*}{\sigma_{bc}} = \frac{3,75}{14,2} = 0,26 \text{ m}^2$$

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

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

Tableau 2.19. vérification a la compression simple des poteau les plus sollicité a chaque niveau :

Etage	Nu* (kn)	Bchoisit(m ²)	B(m ²)	Condition (Bchoisit ≥ B)
2 ^{ème} niveau duplexe	349,72	0,105	0,024	Vérifie
8	710,42	0,1225	0,05	Vérifie
7	1056,99	0,14	0,074	Vérifie
6	1399,3	0,16	0,098	Vérifie
5	1737,34	0,18	0,12	Vérifie
4	2071,72	0,2025	0,145	Vérifie
3	2402,1	0,225	0,169	Vérifie
2	2733,32	0,25	0,192	Vérifie
1	3072,48	0,275	0,216	Vérifie
RDC	3412,2	0,3025	0,24	Vérifie
Sous sol	3752,46	0,33	0,26	Vérifie

Vérification au flambement (stabilité de forme) :

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

$$Nu^* \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

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

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

$f_e = 400$ MPa

$fc_{28} = 25$ MPa.

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

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

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

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

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

➤ l_f : longueur de flambement

➤ $l_f = 0.7 l_0$

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

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

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

Exemple de calcul :

Poteau de sous sol :

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7(3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m}$$

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

$$B = b.h$$

$$i = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}} = 0.159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.862}{0.159} = 11.71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.71}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$Br \geq \frac{3.75}{0.83 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.5} \right]} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$Br_{\text{choisit}} = (55 - 2) \times (60 - 2) = 3074 \text{ cm}^2 = 0.3074 \text{ m}^2$$

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

Tableau.2.20. vérification au flambement des poteau les plus sollicité de tout le niveau.

Etage	Nu* (kn)	i (m)	λ	α	Br _{choisit} (m ²)	Br(m ²)	Condition (Br _{choisit} > Br)
2^{ème} niveau duplexe	349,72	0,086	19,53	0,8	0,092	0,019	Vérifié
8	710,42	0,1	16,8	0,81	0,1	0,037	Vérifié
7	1056,99	0,1	18,62	0,8	0,1254	0,06	Vérifié
6	1399,3	0,11	16,92	0,81	0,1448	0,078	Vérifié
5	1737,34	0,115	16,19	0,81	0,1638	0,097	Vérifié
4	2071,72	0,13	14,32	0,82	0,1849	0,11	Vérifié
3	2402,1	0,13	14,32	0,82	0,2064	0,13	Vérifié
2	2733,32	0,14	13,3	0,83	0,2304	0,15	Vérifié
1	3072,48	0,14	13,3	0,83	0,2544	0,17	Vérifié
RDC	3412,2	0,15	12,41	0,83	0,2809	0,19	Vérifié
Sous sol	3752,46	0,15	12,14	0,83	0,3	0,21	Vérifié

6.3. Vérification des conditions du RPA :

Notre bâtiment se situe dans la zone IIa, les sections des poteau doivent respecte normes suivante :

Min(b,h)=30cm ≥ 25cmcondition vérifier.

Min(b,h)=30cm ≥ $\frac{He}{20} = 15,3\text{cm}$ condition vérifier.

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

7. Conclusion :

Tous les conditions sont vérifie, alors on peut opter les dimensions que on a proposé, tel que :

Plancher a corps creux (20+4)cm.

Dalle pleine $\begin{cases} e = 12 \text{ cm pour la dalle d'ascenseur} \\ e = 12 \text{ cm pour les autres dalles.} \end{cases}$

L'épaisseur de la paillasse e=15cm

Poutres principales (30×40) cm²

Poutres secondaires (30×35) cm².

Chapitre 3

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires.

1-Introduction : les éléments secondaires sont des éléments qui transmet leurs charges au éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), ils seront calculé sous chargements statique (G+Q).

Les éléments qu'on va calculer dans ce chapitre son les suivants :

- **Les planchers (corps creux et dalle pleine).**
- **La dalle d'ascenseur.**
- **Les poutres de chinages.**
- **L'acrotère.**
- **Les escaliers.**

2. calcul des planchers :**2.1. Plancher a corps creux :**

Ce type de plancher est constituer de corps creux (élément de remplissage), et de poutrelles qui résiste au chargement venant de plancher, et d'une dalle de compression.

Le calcul concerne :

- ✓ **Les poutrelles.**
- ✓ **La dalle de compression.**

2.1.1. Méthodes de calcules des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculé comme des poutres continue soumise a la flexion simple. Afin de déterminer les différentes sollicitations dans la poutrelle, il on a deux méthodes :

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Cacuo.**

❖ Conditions d'application de la méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99) :

La méthode forfaitaire permet de déterminer les sollicitations (M^{\max}, V^{\max}) dans les poutrelles, elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites.

a- il faut que le plancher soit a surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5\text{kn/m}^2)$.

b- le rapport entre deux travée successive dans la poutrelles doit etre compris entre 0,8 et 1,25
 $(0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25)$.

c- La fissuration est peut nuisible.

d-Le moment d'inertie de la poutrelle est constant sur toutes les travées.

- Application de la méthode forfaitaire :
- Moments au appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6 M_0 & \text{pour un appui intermédiaire d'une poutrelle a deux travées.} \\ -0,5 M_0 & \text{pour les appuis voisins de rive d'une poutrelle a plus de deux travées.} \\ -0,4 M_0 & \text{pour les autres appuis centraux.} \end{cases}$$

Avec : M_0 = moment isostatique max dans la travée.

Moment en travée :

Le moment en travée est calculé à partir de maximum entre les deux conditions suivantes :

$$(1) \left\{ M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)] M_0 \right.$$

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G + Q} \\ M_g : \text{moment au niveau de l'appui gauche de la travée.} \\ M_d : \text{moment au niveau de l'appui droit de la travée.} \end{array} \right.$$

✓ **Efforts tranchants :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement, sur chaque appuis l'effort tranchant hyperstatique 'V' est égale a l'effort isostatique ($V_0 = \frac{ql}{2}$), sauf sur le premier appui intermédiaire (appui voisin de rive), ou l'effort tranchant isostatique est majoré de 15% pour une poutre a deux travées, et de 10% pour une poutre a plus de deux travées.

$$\left\{ \begin{array}{l} V = V_0 = \frac{ql}{2} \dots\dots\dots \text{Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rive.} \\ V = 1,15 V_0 \dots\dots\dots \text{pour une poutre a deux travées.} \\ V = 1,1 V_0 \dots\dots\dots \text{pour une poutre a plus de deux travées.} \end{array} \right.$$

❖ **Conditions d'application de la méthode de cacuot :**

La méthode de cacuot s'applique si le plancher a surcharge élevé ($Q \geq \text{Min} (2G ; 5kn)$).

✓ **Principe de la méthode :**

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

Moment en travée :

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

Avec :

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

Moment en appui :

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

Avec :

$$\begin{cases} L'_g, L'_d : \text{longueurs fictives a gauche et a droite de l'appui.} \\ \begin{cases} L' = 0,8L \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ L' = L \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases} \\ q_g, q_d : \text{chargement a gauche et a droite de l'appui} \end{cases}$$

Efforts tranchants :

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

$$Vg = \frac{qL}{2} - \frac{Mg-Md}{L}$$

$$Vd = - \frac{qL}{2} - \frac{Mg-Md}{L}$$

Avec: Mg et Md sont respectivement les moments au niveau des appuis a gauche et a droite de la travée.

Remarque : Dans le cas ou l'une des trois autres conditions (b ou c ou d) de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de **cacot minoré** ou la charge permanente G sera réduite par deux tiers, on utilise la charge réduite seulement pour le calcul des moments au niveau des appuis.

Les moments en travée se calcul par la charge total G.

$$Ma = \frac{q'_g \times L_g^3 + q'_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$G' = \frac{2}{3} G$$

q_g' et q_d' sont en fonction de G' et Q.

Types de poutrelles :

- Les types de poutrelles de RDC jusqu'au 2^{ème} niveau duplexe.

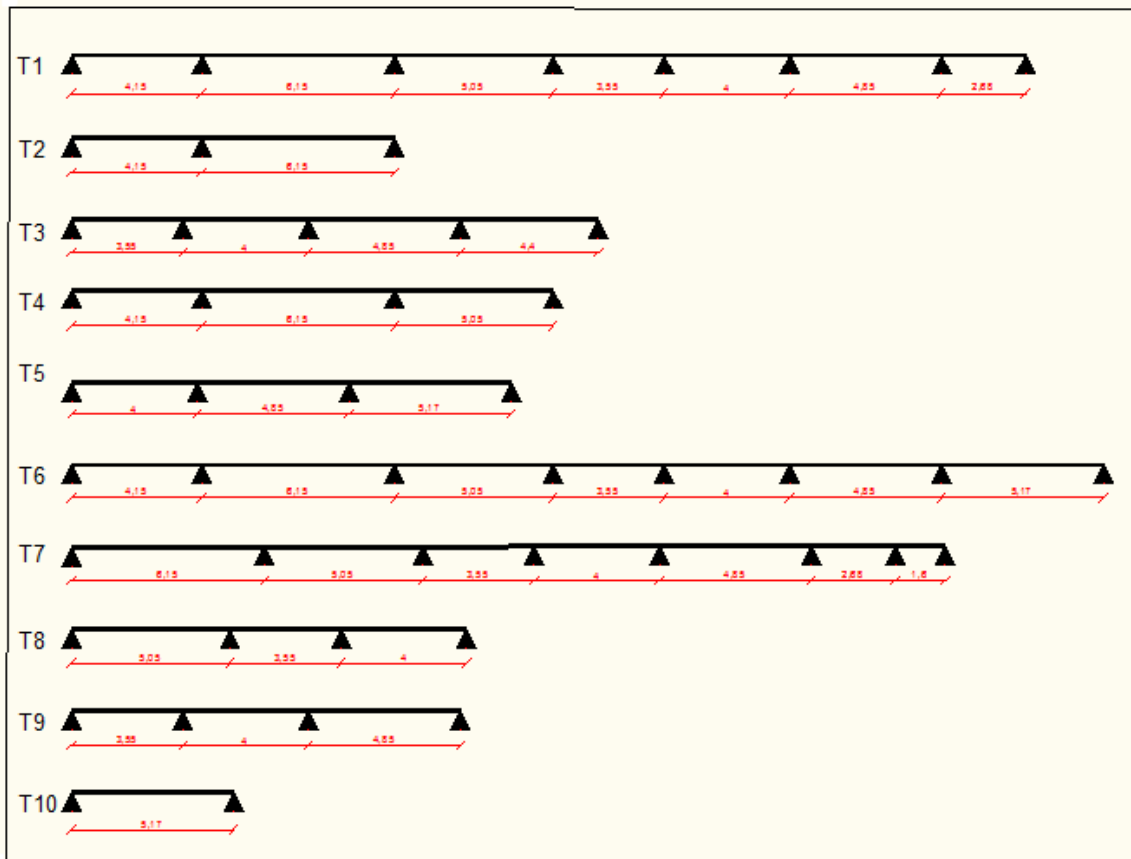


Figure.3.1. schémas statique des poutrelles de RDC jusqu'au 2^{ème} niveau duplexe.

➤ Les types de poutrelles de la toiture.

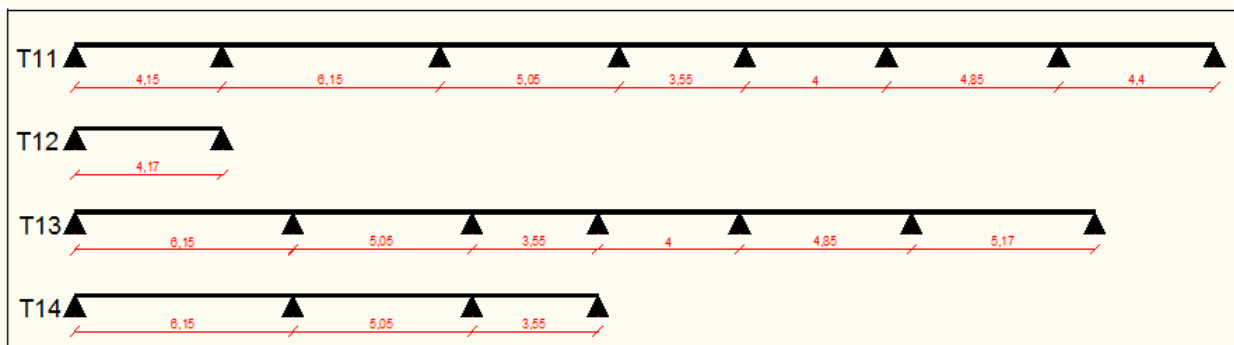


Figure.3.2. schémas statique des poutrelles de la toiture.

➤ Les types de poutrelles des balcons.

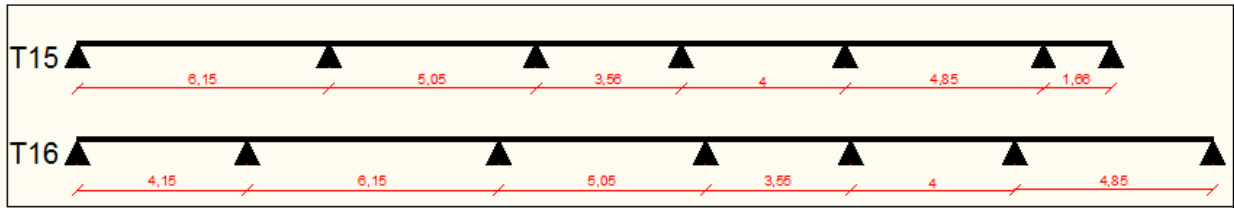


Figure.3.3. schémas statique des poutrelles des balcons.

➤ Les types de poutrelles de la terrasse accessible.

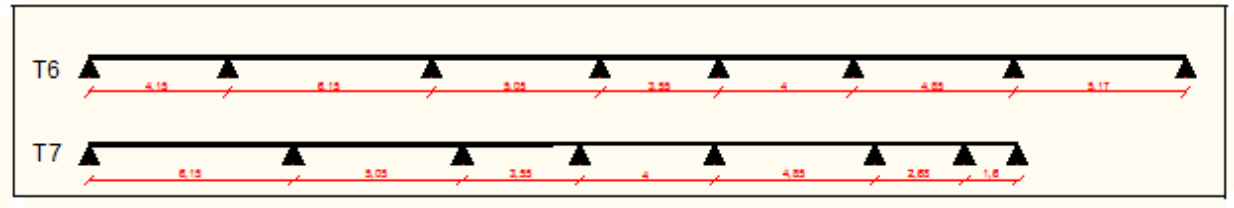


Figure.3.4. schémas statique des poutrelles de la terrasse accessible.

Choit des la méthode de calcul :

Dans notre bâtiment on a que des poutrelles isostatiques, dont les sollicitations seront déterminé par les méthodes qu'on a veut précédemment.

La méthode adéquate pour chaque type de poutrelle est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau 3.1.méthode de calcul pour chaque type de poutrelle.

Types de poutrelles	Méthode utilisé	Justification
1	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8: 1,25]$
2	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8: 1,25]$
3	Forfaitaire	Les conditions (a, b, c, d) sont vérifiées
4	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8: 1,25]$
5	Forfaitaire	Les conditions (a, b, c, d) sont vérifiées
6	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8: 1,25]$
7	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8: 1,25]$

8	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
9	Forfaitaire	Les conditions (a, b, c, d) sont vérifiées
10	Méthode classique de rdm	Existence d'une seule travée
11	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
13	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
13	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
14	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
15	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$
16	Caquot minoré	$\frac{Li}{Li + 1} \Phi[0,8; 1,25]$

On fait un exemple de calcul pour la poutrelle de type 3 et type 5.

Calcul des sollicitations dans la poutrelle (type 2, plancher 1^{er} étage)

On utilise la méthode de caquot minoré pour déterminer les sollicitations.

Schéma statique :

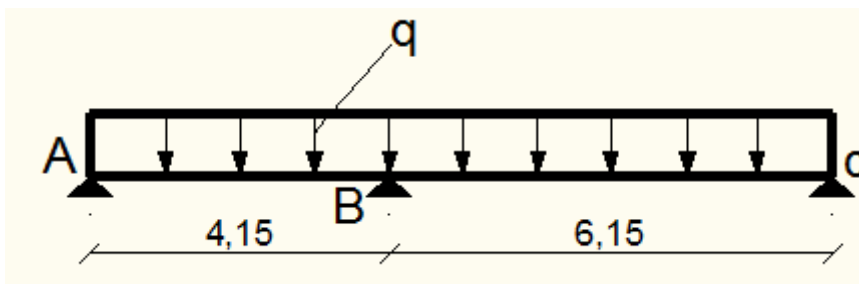


Figure 3.5. schéma statique de la poutrelle.

Tableau.3.2.charges revenantes sur le plancher et sur la poutrelle.

Charges	G (kn/m ²)	G' (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	L ₀ (m)	Charges revenantes sur le plancher (kn/m ²)		Charges revenantes sur la poutrelle (kn/m)
					ELU	ELS	
Plancher 1 ^{er} étage	5,93	3,95	1,5	0,65	ELU	P _u =10,25 P' _u =7,58	q _u =6,66 q' _u =4,93
					ELS	P _{ser} =7,43 P' _{ser} =5,45	q _{ser} =4,83 q' _{ser} =3,54

Avec :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$\begin{cases} Pu = 1,35G + 1,5Q \\ P'u = 1,35G' + 1,5Q \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_u = Pu \times L_0 \\ q'_u = P'u \times L_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{ser} = G + Q \\ P'_{ser} = G' + Q \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_{ser} = P_{ser} \times L_0 \\ q'_{ser} = P'_{ser} \times L_0 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

On utilise la méthode de Caquot pour le calcul des sollicitations.

Moment isostatique

$$M_0 = qL^2/8$$

- La travée AB : $\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = 14,33 \text{ N.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 10,4 \text{ KN.m} \end{cases}$
- La travée BC : $\begin{cases} \text{ELU : } M_0 = 31,48 \text{ N.m} \\ \text{ELS : } M_0 = 22,83 \text{ N.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^A = M_a^C = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -4,72 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^A = M_a^C = -0,15 \times \text{Max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -3,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a^B = -\frac{q'_g \times L_g^3 + q'_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)} \begin{cases} \text{ELU: } M_a^B = -17,12 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^B = -12,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

➤ La travée AB :

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL} = \frac{4,15}{2} - \frac{17,5}{6,66 \times 4,15} = 1,45 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0)$$

$$M_t = M_0(x_0) + Mg \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) + Md \times \frac{x_0}{L} \quad \text{ELU: } \frac{6,66}{2} \times 1,45(4,15 - 1,45) - 17,12 \frac{1,45}{4,15} = 7,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } \frac{4,83}{2} \times 1,45(4,15 - 1,45) - 12,3 \frac{1,45}{4,15} = 5,16 \text{ KN.m}$$

➤ La travée BC :

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL} = \frac{6,15}{2} - \frac{-17,5}{6,66 \times 6,15} = 3,48 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q}{2} \times x_0 \times (L - x_0)$$

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

$$\text{ELU: } \frac{6,66}{2} \times 3,48(6,15 - 3,48) - 17,12 \frac{3,48}{6,15} = 7,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } \frac{4,83}{2} \times 3,48(6,15 - 3,48) - 12,3 \frac{3,48}{6,15} = 5,16 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

• Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = - \frac{6,66 \times 4,15}{2} - \frac{17,12}{4,15} \\ V_A = 9,69 \text{ KN} \\ V_B = -17,94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{6,66 \times 6,15}{2} + \frac{17,12}{6,15} \\ V_C = - \frac{6,66 \times 6,15}{2} + \frac{17,12}{6,15} \\ V_B = 23,26 \text{ KN} \\ V_C = -17,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations dans la poutrelle (type 5, plancher 1^{er} étage).

Schéma statique :

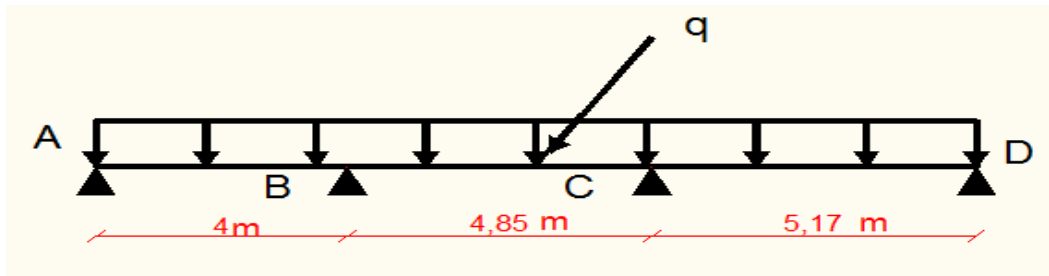


Figure 3.6. schéma statique de la poutrelle (type 5).

Tableau 3.3. charges revenants sur le plancher et sur la poutrelle.

Charges	G(kn/m ²)	Q (kn/m ²)	L ₀ (m)	Charges revenantes sur le plancher (kn/m ²)		Charges revenantes sur la poutrelle (kn/m)
				ELU	P _u =10,25	
Plancher 1 ^{er} étage	5,93	1,5	0,65	ELS	P _{ser} =7,43	q _u =6.66
						q _{ser} =4,83

Calcul des sollicitations dans la poutrelle :

Pour déterminer les sollicitations on va utiliser la méthode forfaitaire car ces conditions sont vérifiées.

➤ Calcul des moments :

• Moments isostatiques :

$$\text{La travée AB} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : 13,32 KN.m} \\ \text{ELS : 9,66 KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{La travée BC} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : 19,58 KN.m} \\ \text{ELS : 14,2 KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{La travée CD} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 22,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 16,13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moments aux appuis :**

➤ **Appui de rive :**

$$M_{\text{rive}}^a = -0,15 \max (M_0^{AB}, M_0^{CD}) = -0,15 M_0^{CD} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_{\text{rive}}^a = -3,34 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{\text{rive}}^a = -2,42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Appuis intermédiaires:**

Appui B:

$$M_B^a = -0,5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,5 M_0^{BC} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_B^a = -9,79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^a = -7,1 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Appui C:

$$M_C^a = -0,5 \max (M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0,5 M_0^{CD} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_C^a = -11,13 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_C^a = -7,1 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moments en travées:**

La travée AB:

Condition 1:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)] M_0 \quad \text{avec } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,2$$

$$M_t \geq -\frac{M_g + M_d}{2} + 1,06 M_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 9,22 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 6,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Condition 2:

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{travée de rive.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 8,39 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 6,08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le moment en travée AB est égal au maximum des deux conditions (1) et (2).

$$M_t \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 9,22 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 6,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La travée BC :

Condition 1 :

$$M_t \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 10,31 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 7,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Condition 2:

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_t \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 10,37 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 7,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le moment en travée BC est égal au maximum des deux conditions (1) et (2).

$$M_t \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 10,37 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 7,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La travée CD :

Condition 1 :

$$M_t \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 17,93 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 13,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Condition 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t \geq 14,01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \rightarrow \text{ELS : } M_t \geq 10,16 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée CD est égal au maximum des deux conditions (1) et (2).

$$M_t \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_t \geq 17,93 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t \geq 13,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{La travée AB} \begin{cases} V_A=13,33\text{KN} \\ V_B=-14,65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{La travée BC} \begin{cases} V_B=17,78 \text{ KN} \\ V_C=-17,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{La travée CD} \begin{cases} V_C=18,95 \text{ KN} \\ V_D=-17,21 \text{ KN} \end{cases}$$

Ferraillage des poutrelles :

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

Tableau 3.4. les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de rez de chaussé jusqu'à 2^{ème} niveau duplex

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-4,72	-12,19	19,43	20,53	-3,43	-8,67	14,147
T2	-4,72	-17,13	23,53	23,28	-3,43	-12,31	17,09
T3	-2,91	-9,8	12,21	-17,78	-2,13	-7,10	8,85
T4	-4,72	-14,42	18,21	-20,86	-3,43	-10,36	13,27
T5	-3,3	-11,36	18,05	-18,95	-2,42	-8,07	13,081
T6	-4,72	-12,6	19,43	20,53	-3,43	-9,06	14,147
T7	-4,72	-17	23,58	-23,26	-3,43	-12,21	17,134
T8	-3,18	-11,56	16,03	-19,04	-2,36	-8,05	11,65
T9	-2,94	-10,58	14,67	18,35	-2,13	-7,6	10,65
T10	-3,43	/	22,28	17,23	-2,42		16,13

Tableau 3.5.les sollicitations maximales dans les différentes types de poutrelles de toiture.

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T11	-2,184		14 ,56	14,04	-1,6		10,64
T13	-4,79	-16,79	24,2	-23,52	-3,49	-12,09	17,7
T14	-4,79	-16,79	24,2	-23,52	-3,49	-12,09	17,7

Tableau 3.6.les sollicitations maximales dans les balcons

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T15	-5,30	-21,09	25 ,79	-26,41	-3,74	-14,75	18,153
T16	-5,3	-15,13	20,32	23,02	-3,74	-10,58	14,95

Tableau 3.7.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T6	-3,74	-13 ,94	21,87	22,96	-2,71	-10,05	15,95
T7	-5,28	-18,81	26,47	-25,98	-3,84	-13,56	19,26

Tableau 3.8.les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Du rez chaussé au 2^{ème} niveau duplex	-4,72	-17,13	23 ,58	23,28	-3,43	-12,31	17,09
Toiture	-4,79	-16,79	24,2	-23,52	-3,49	-12,09	17,7
balcons	5,3	-21,09	25,79	26,41	-3,74	-14,75	18,15
Terrasse accessible	-5,28	-18,8	26,47	-25,98	-3,84	-13,56	19,26

Exemple de calcul (type 2 de 1^{er} étage)**Données**

$$ELU \begin{cases} M_t = 23,58 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -17,13 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -4,72 \text{ KN.m} \\ V = 23,28 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et de la flèche, on prend $b=65\text{cm}$ qui déterminent à partir de la grande travée ($L=6.15\text{m}$).

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{ cm}$; $h = 24\text{ cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $f_e = 400\text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,074 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,02358 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,02358}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0,053 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0,0017 \\ \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,673 \\ \mu_l = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,393 \\ \text{On a } \mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,393 \\ \text{Alors } A' = 0 \end{array} \right.$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053} \right] = 0,074$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,074) = 0,21\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,02358}{0,21 \times 348} = 3,17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,17 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_t^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 < A_t = 3,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

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

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0,01713}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0,207 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,393 \\ \alpha_l = 0,673 \\ \varepsilon_l = 1,7 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,207 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,293 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,194m \\ \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) = 8,44 \times 10^{-3} \end{cases}$$

On a $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l$

$$\text{Alors } f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 2,54 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0,057 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,073 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,21 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{0,21 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 2,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres• **En travée**

$$A = 3,16 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **En appui intermédiaire**

$$A = 2,53 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$$

• **En appui de rive**

$$A = 0,64 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{alors} \quad \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 6,85 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

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

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

Vérifications nécessaires**Vérifications à l'ELU**✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

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

$$\tau_u = 23,28 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,22) = 0,88 \text{ MPa}$$

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

Alors $\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement (St)**

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

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{alors} \quad St \leq 19,8 \text{ cm}$$

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

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \text{alors} \quad St \leq 107,73 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

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

➤ Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 23,28 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,67 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,39 + 0,79 = 4,8 \text{ cm}^2 > 0,67 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

• Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,28 \times 10^{-3} - \frac{17,13 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

$A_l = -1,81 < 0 \longrightarrow$ Dans ce cas l'effet de l'effort tranchant est négliger devant l'effet de moment, Alors on ne fait pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire.

✓ Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 19,8\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} = 158,59 \text{ KN} > 23,28\text{KN} \longrightarrow$$
 La condition est vérifiée

✓ Vérification de la jonction table nervure

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

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

$$\tau_1^u = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

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

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ Vérification des contraintes

• En travée

• Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -395,3 \text{ cm}^3 < 0$$

$H < 0$ alors en calcul une section en T.

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$0,06 y^2 + 0,026 y - 0,00154 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,032 \quad \Rightarrow \quad y = 5 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 1,73 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,134 \times 10^{-3}}{1,73 \times 10^{-4}} \times 0,05 = 4,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

• **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -727,5 \text{ cm}^3 < 0$$

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

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0,06 y^2 + 45,75 \cdot 10^{-4} y - 1006,510^{-6} = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,0161 \quad \Rightarrow \quad y = 9,6 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{0,12 \times (0,096)^3}{3} + 15 \times 3,05 \times 10^{-4} (0,22 - 0,096)^2$$

$$I = 0,0001 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,31 \times 10^{-3}}{0,0001} \times 0,096 = 11,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la flèche**

• **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 6,15 \text{ m} ; M_{0s} = 21,83 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 17,134 \text{ KN.m}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 0,31 \text{ m} > 0,24 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 2,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ non vérifiée

3) $L < 8 \text{ m}$

or $A = 1,80 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ non vérifiée

Puisque la première et deuxième condition sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l = 6,15 > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,05 = \frac{6,15}{1000} + 0,05 = 5,6 \text{ mm}$

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

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

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

- $M_{tg} = 14,28 \text{ KN.m}$
- $M_{tj} = 11,28 \text{ KN.m}$
- $M_{tp} = 17,134 \text{ KN.m}$
- **Modules de Young instantané et différé**

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

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

- **Coefficients λ, μ**

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

$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,16 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,26 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 1,28 \%$

Calcul des σ_{st}

$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 207,39 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 166,11 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 252,55 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 17300 \text{ cm}^4 \\ y = 5 \text{ cm} \end{cases}$

$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,71$

$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,65$

$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,76$

• Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,097 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 35600 \text{ cm}^4$

• Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11940 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12700 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11400 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20500 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 23,9 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 10 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 17 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 13,7 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 17,2 \text{ mm} > \bar{f} = 11,5 \text{ mm} \dots \dots$ la flèche n'est vérifiée

Tableau 3.9. Ferrailage des différents types poutrelles

Types de poutrelles	Endroit	M _u	μ _{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{choisie}
De rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau duplex	Travée	23,58	0,053	0,068	0,214	3,17	1,73	3HA12=3,39cm ²
	Intermédiaire	-17,13	0,255	0,295	0,194	2,54	0,32	2HA12+1HA10= 3,05cm ²
	Rive	-4,72	0,057	0,073	0,214	0,63	0,32	1HA10=0,79cm ²
Terrasse inaccessible	Travée	24,2	0,054	0,069	0,214	3,25	1,73	3HA12=3,39cm ²
	Intermédiaire	-16,79	0,204	0,288	0,195	2,47	0,32	2HA12+1HA10= 3,05cm ²
	Rive	-4,79	0,058	0,075	0,213	0,65	0,32	1HA10=0,79cm ²
Balcons (corps creux)	Travée	25,79	0,673	0,075	0,213	3,48	1,73	3HA12+1HA10=4,18cm ²
	Intermédiaire	-21,09	0,256	0,37	0,187	3,24	0,32	2HA12+1HA10= 3,84cm ²
	Rive	-5,3	0,064	0,083	0,213	0,72	0,32	1HA10=0,79cm ²
Terrasse accessible	Travée	26,47		0,059	0,213	3,57	1,73	3HA12+1HA10=4,18cm ²
	Intermédiaire	-18,8		0,22	0,318	2,74	0,32	2HA12+1HA10= 3,84cm ²
	Rive	- 5,28		0,673	0,083	0,213	0,71	0,32

Tableau.3.10. vérification a l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
De RDC au 2 ^{ème} niveau duplexe	0,88 < 3,33	4,18 > 0,67	$Al > -1,81$	23,58 < 158,59	1,2 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,89 < 3,33	4,18 > 0,47	$Al > -1,75$	23,59 < 158,59	1,2 < 3,33
Balcon (Corps creux)	1 < 3,33	0,75 < 4,97	$Al > -0,23$	26,41 < 158,59	1,35 < 3,33
Terrasse accessible	0,98 < 3,33	0,74 < 4,97	$Al > -0,2$	25,98 < 158,59	1,33 < 3,33

Tableau 3.11. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
De rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau dplx	Travée	17,09	3,39	5	$1,73 \times 10^4 m^4$	4,95 < 15	Vérifiée
	Appui	- 12,31	3,05	9,69	10000	11,75 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	17,7	3,39	5,24	17367,43	5,34 < 15	Vérifiée
	Appui	- 12,03	3,05	9,69	10572,19	11,08 < 15	Vérifiée
Balcons (corps creux)	Travée	18 ,15	4 ,18	5 ,82	20759,18	5,14 < 15	Vérifiée
	Appui	14 ,75	3,84	10,5	12248,1	12,65 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	19 ,26	4 ,18	5,82	20579,18	5,45 < 15	Vérifiée
	Appui	13,56	3,84	10,5	12248,1	11,63 < 15	Vérifiée

Tableau 3.12. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC au 2 ^{ème} niveau duplexe	Toiture	Balcons	Toiture
L (m)	6,15	6,15	6,15	6,15
$q_{j ser}$ (KN/m)	3.14	2.08	2.08	2.08
$q_{g ser}$ (KN/m)	3.855	4.29	3.01	4.44
$q_{p ser}$ (KN/m)	4.83	4.94	5.285	5.415
$M_{j ser}$ (KN.m)	11, 27	7.58	7.58	10.25

$M_{g\ ser}$ (KN.m)	14.28	15.65	10.98	16.2
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	17,134	17.7	18.153	19.26
I (cm ⁴)	17300	17300	20579	20579
I_0 (cm ⁴)	35677.26	35677.26	37615.32	37615
λ_i	3.21	3.21	2.6	2.6
λ_v	1.284	3.21	1.04	1.04
σ_{st}^j (MPa)	166.12	111.73	93.15	120.88
σ_{st}^g (MPa)	207.39	230.68	134.94	191.06
σ_{st}^p (MPa)	252.55	260.9	223.09	227.14
μ_j	0.65	0.53	0.54	0.62
μ_g	0.71	0.74	0.65	0.74
μ_p	0.76	0.76	0.77	0.78
I_{fji} (cm ⁴)	12715.04	14528.18	17211.67	15841.06
I_{fgi} (cm ⁴)	11968.22	11626.77	15381.73	14150.77
I_{fpi} (cm ⁴)	11409.75	11409.75	13783.1	13664.75
I_{fgv} (cm ⁴)	20529.48	20123.98	24687.86	23382.04
f_{ji} (mm)	0.0103	0.0061	0.0051	0.0075
f_{gi} (mm)	0.0137 0.01	0.0157	0.0083	0.0133
f_{pi} (m)	0.0175	0.0181	0.0153	0.0164
f_{gv} (m)	0.024	0.0272	0.0155	0.0242

Δf (m)	0.0175	0.0235	0.0174	0.0198
f_{adm} (m)	0,0115	0,0115	0,0115	0,0115
Observation	<i>Pas Vérifiée</i>	<i>Pas Vérifiée</i>	<i>Pas Vérifiée</i>	<i>Pas Vérifiée</i>

Remarque : on remarque que la flèche n'est vérifiée dans les différents niveaux de bâtiment

Pour que la flèche sera vérifiée il faut opter pour une section d'armature $A_t=8,04\text{cm}^2$ qui sera met sur une largeur de 12cm, donc la poutrelles sera sur ferrailé , ce dernier peut engendrer un éclatement du béton sous l'effet de dilation thermique des aciers .

Les solutions envisageables sont :

- Mise en place des panneaux de dalle pleine ou on a des travées importante (L=6,15m)
- Création d'une poutre noyée qui repose sur les poutres secondaires et qui sert comme appuis pour les poutrelles
- Création d'une fille de poteaux au niveau des travées de 6,15m afin de diminuer la flèche dans ces dernières.

La solution que nous suggérons c'est la création d'une fille de poteaux.

Les nouveaux types de poutrelles sont les suivantes :

- Les types de poutrelles de RDC jusqu'au 2^{ème} niveau duplexe.

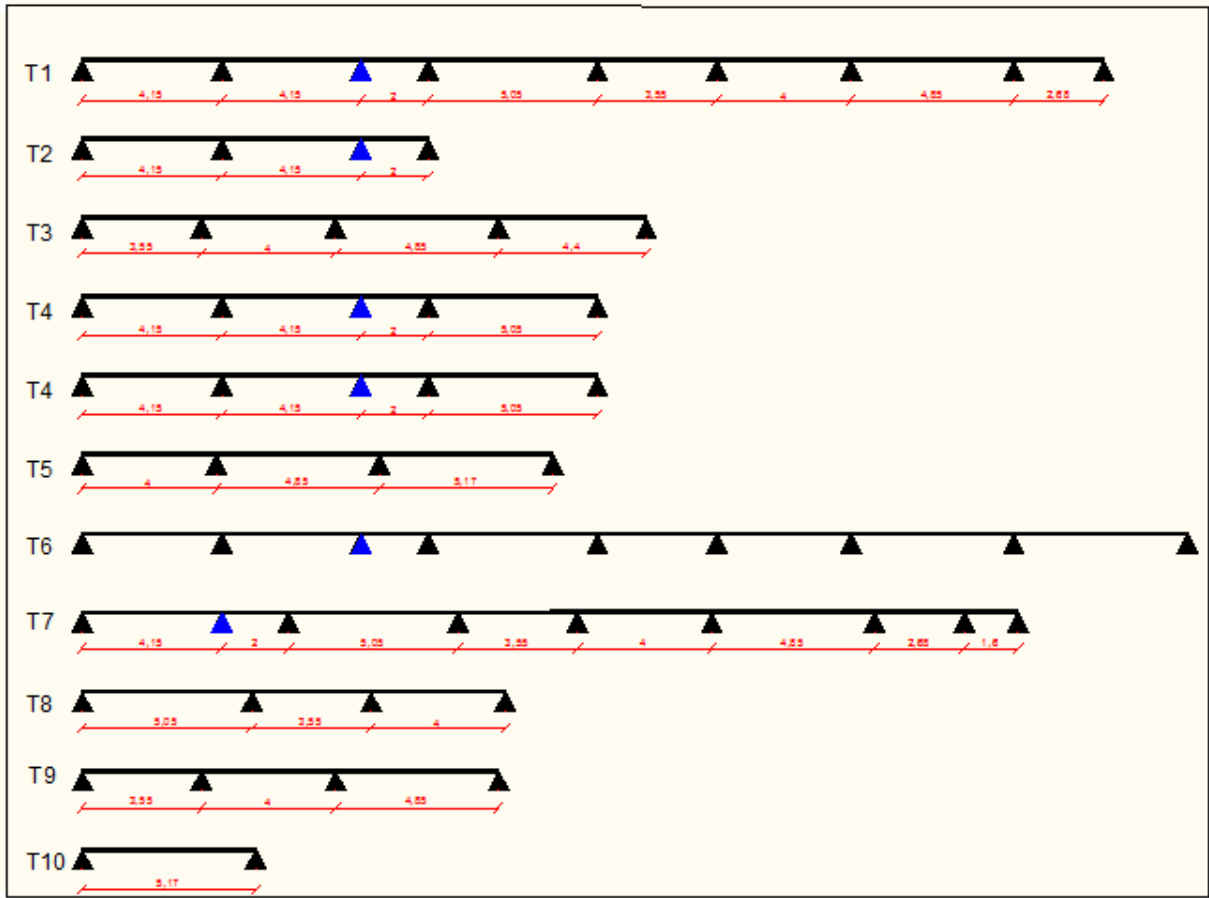


Figure.3.7. schéma statique des poutrelles de RDC jusqu'au 2^{ème} niveau duplexe.

- Les types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

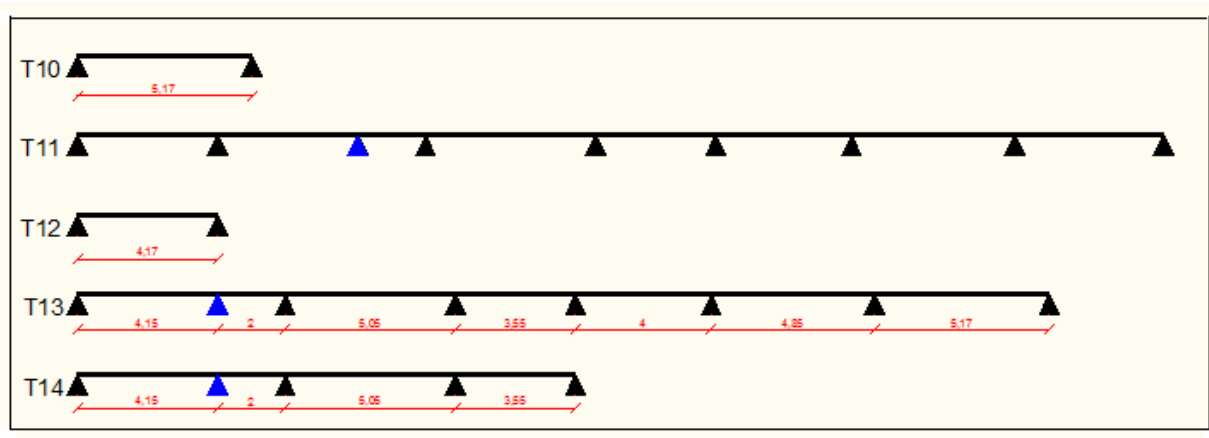


Figure.3.8. schéma statique des poutrelles de la terrasse inaccessible.

- Les types de poutrelles des balcons.

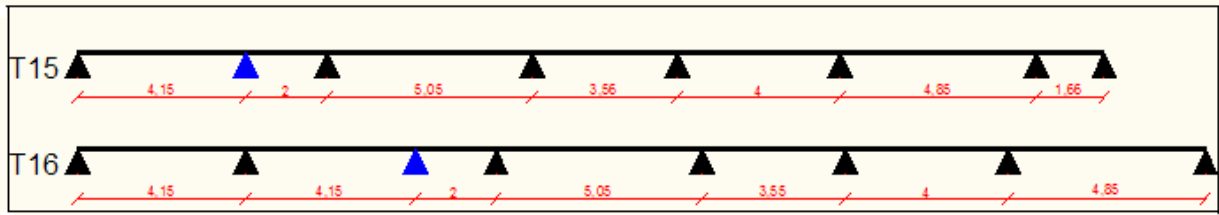


Figure.3.9. schéma statique des balcons.

➤ Les types de poutrelles de la terrasse accessible.

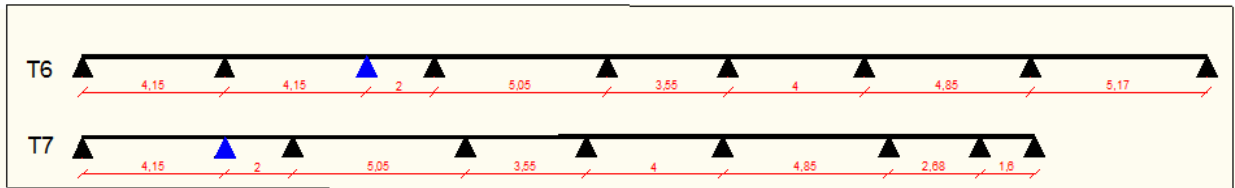


Figure.3.10. schéma statique des poutrelles de la terrasse accessible.

Tableau 3.13.les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de rez de chaussé jusqu’au 2^{ème} niveau duplex.

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2.15	-8.394	13.901	-16.889	-1.55	-6.034	10.115
T2	-2.15	-6.034	10.461	-15.855	-1.55	-6.034	7.6
T3	-2.42	-10.063	10.854	16.952	-1.75	-7.233	7.915
T4	-3.19	-11.595	15.848	19.128	-2.3	-8.334	11.512
T5	-3.43	-11.136	18.054	18.955	-2.42	-8.069	13.081
T6	-3.43	-12.605	16.415	19.67	-2.42	-9.06	11.925
T7	-2.15	-7.626	13.901	-16.889	-1.55	-5.481	10.115
T8	-3.19	-11.156	16.038	-19.041	-2.3	-8.018	11.649
T9	-2.94	-10.585	14.665	18.348	-2.13	-7.608	10.652
T10	-3.34	/	22.272	17.232	-2.42	/	16.138

Tableau 3.14.les sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse inaccessible

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T10	-3,34		22.609	17.493	-2.47		16.505
T11	-2.45	-9.867	14.366	-17.143	-1.78	-7.161	10.517
T13	-3.38	-12.36	16.852	19.883	-2,47	-8.971	12.324
T14	-2.18	-8.296	13.896	-17.33	-1.6	-6.022	10.176

Tableau 3.15.les sollicitations maximales dans les balcons

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T15	-2.41	-9.464	13.252	-17.791	-1.7	-6.619	9.436
T16	-3.3	-13.137	15.901	20.836	-2.32	-9.188	11.285

Tableau 3.16.les sollicitations maximales dans les terrasses accessible.

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T6	-3.73	-9.289	18.425	21.972	-2.73	-6.697	13.413
T7	-2.4	-8.439	15.636	-18.889	-1.75	-6.084	11.399

Remarque : pour le ferrailage de la poutrelle isostatique(L=5.17m,type10) de planchers courants et de plancher terrasse inaccessible on opte un ferrailage approprié différent aux ferrailages des autres poutrelles dans le cadre de respect de l'aspect économique.

Tableau 3.17. les sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

Types	Les sollicitations maximales à l'ELU				Les sollicitations maximales a l'ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Du rez chaussé au 2^{ème} niveau duplex	-3,19	-12,06	18.054	19,67	2,42	-9.06	13.081
Toiture	-3,38	-12,36	16,85	19,88	-2,47	-8,97	12,32
Balcons (Corps creux)	-3,3	-13,13	15,9	20,83	-2,32	-9,18	11,28
Terrasse accessible	-3,73	-9,28	18,42	21,97	-2,73	-6,69	13,41
Poutrelle isostatique plancher courant	-3,43	/	22,27	17,23	-2,42	/	16,13
Poutrelle isostatique toiture	-3,34	/	22,6	17,49	-2,47	/	16,5

Tableau 3.18.Ferrailage des différents types poutrelles

Types de poutrelles	Endroit	M_u	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	$A_{choisie}$
De rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau duplex	Travée	18.054	0.0404	0.052	0.22	2.36	1.73	3HA12=3,39cm ²
	Intermédiaire	-12,06	0.1466	0.199	0.2	1.74	0.32	1HA12+1HA10=1,92 cm ²
	Rive	-3,19	0.0387	0.049	0.22	0.42	0.32	1HA10=0,79 cm ²
Toiture	Travée	16,85	0.0377	0.048	0.22	2.2	1.73	3HA12+1HA10=4,18cm ²
	Intermédiaire	-12,36	0.1499	0.204	0.2	1.78	0,32	1HA12+1HA10= 1,92cm ²
	Rive	-3,38	0.041	0.052	0.22	0.44	0,32	1HA10=0,79cm ²
Balcons (Corps creux)	Travée	15,9	0.0356	0.045	0.22	2.08	1.73	3HA12=3,39cm ²
	Intermédiaire	-13,13	0.1592	0.218	0.2	1.89	0,32	1HA12+1HA10= 1,92cm ²
	Rive	-3,3	0.04	0.051	0.22	0.43	0,32	1HA10=0,79cm ²
Terrasse accessible	Travée	18,42	0.0412	0.053	0.22	2.41	1.73	4HA12=4,52cm ²

	intermédiaire	-9,28	0.1125	0.15	0.21	1.27	0,32	1HA12+1HA10= 1,92cm ²
	Rive	-3,73	0.0452	0.058	0.21	0.51	0,32	1HA10=0,79cm ²
Poutrelle isostatique Plancher courant	Travée	22,27	0.0499	0.064	0.21	3.05	1.73	4HA12=4,52 cm ²
	Rive	-3,43	0.0416	0.053	0.22	0.45	0,32	1HA10=0,79cm ²
Poutrelle isostatique Toiture	Travée	22,6	0.0506	0.065	0.21	3.09	1.73	4HA12=4,52 cm ²
	Travée	-3,34	0.0405	0.052	0.22	0.44	0,32	1HA10=0,79cm ²

Tableau 3.19. Vérification a l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
De RDC au 2 ^{ème} niveau duplexe	0,74 < 3,33	4,18 > 0,56	$Al > -1,18$	19,67 < 158,59	1,01 < 3,33
Toiture	0,75 < 3,33	4,97 > 0,57	$Al > -1,22$	19,88 < 158,59	1,02 < 3,33
Balcon (corps creux)	0,78 < 3,33	4,18 > 0,59	$Al > -1,3$	20,83 < 158,59	1,07 < 3,33
Terrasse accessible	0,83 < 3,33	5,31 > 0,63	$Al > -0,71$	21,97 < 158,59	1,13 < 3,33
Poutrelle isostatique plancher courant	0,65 < 3,33	5,31 > 0,49	/	17,23 < 158,59	0,88 < 3,33
Poutrelle isostatique Toiture	0,66 < 3,33	5,31 > 0,59	/	17,49 < 158,59	0,9 < 3,33

Tableau 3.20. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroi	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
De rez de chaussé jusqu'à 2 ^{ème} niveau dplx	Travée	13.081	3,39	5.24	17367.31	3.95 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,06	1,92	8.15	7689.86	9.61 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	12,32	4,18	5.82	20579.18	3.49 < 15	Vérifiée
	Appui	-8,97	1,92	8.15	7689.86	9.51 < 15	Vérifiée
Balcons (corps creux)	Travée	11,28	3,39	5.24	17367.31	3.4 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,18	1,92	8.15	7689.86	9.73 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	13,41	4,52	6,6	21894,2	3.71 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,69	1,92	8.15	7689.86	7.09 < 15	Vérifiée
Poutrelle isostatique plancher courant	Travée	22,27	4,52	6.06	21894.24	6.16 < 15	Vérifiée
Poutrelle isostatique toiture	Travée	22.6	4,52	6.06	21894.24	6.25 < 15	Vérifiée

Tableau 3.21. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC au 2 ^{ème} niveau duplexe	Toiture	balcons	Terrasse accessible	Poutrelle Isostatique P.courant	Poutrelle Isostatique T.inaccessible
L (m)	5.17	5.17	5.05	5.17	5.17	5.17
$q_{j ser}$ (KN/m)	2.925	2.08	2.08	3.2	2.925	2.08
$q_{g ser}$ (KN/m)	3.855	4.29	3.01	4.29	3.855	4.44
$q_{p ser}$ (KN/m)	4.83	4.94	5.285	5.265	4.83	5.415
$M_{j ser}$ (KN.m)	7.81	5.29	4.71	5.29	9.77	6.85
$M_{g ser}$ (KN.m)	10.3	10.91	6.829	10.91	12.88	14.83
$M_{p ser}$ (KN.m)	13.081	12.324	11.29	13.41	16.138	16.5

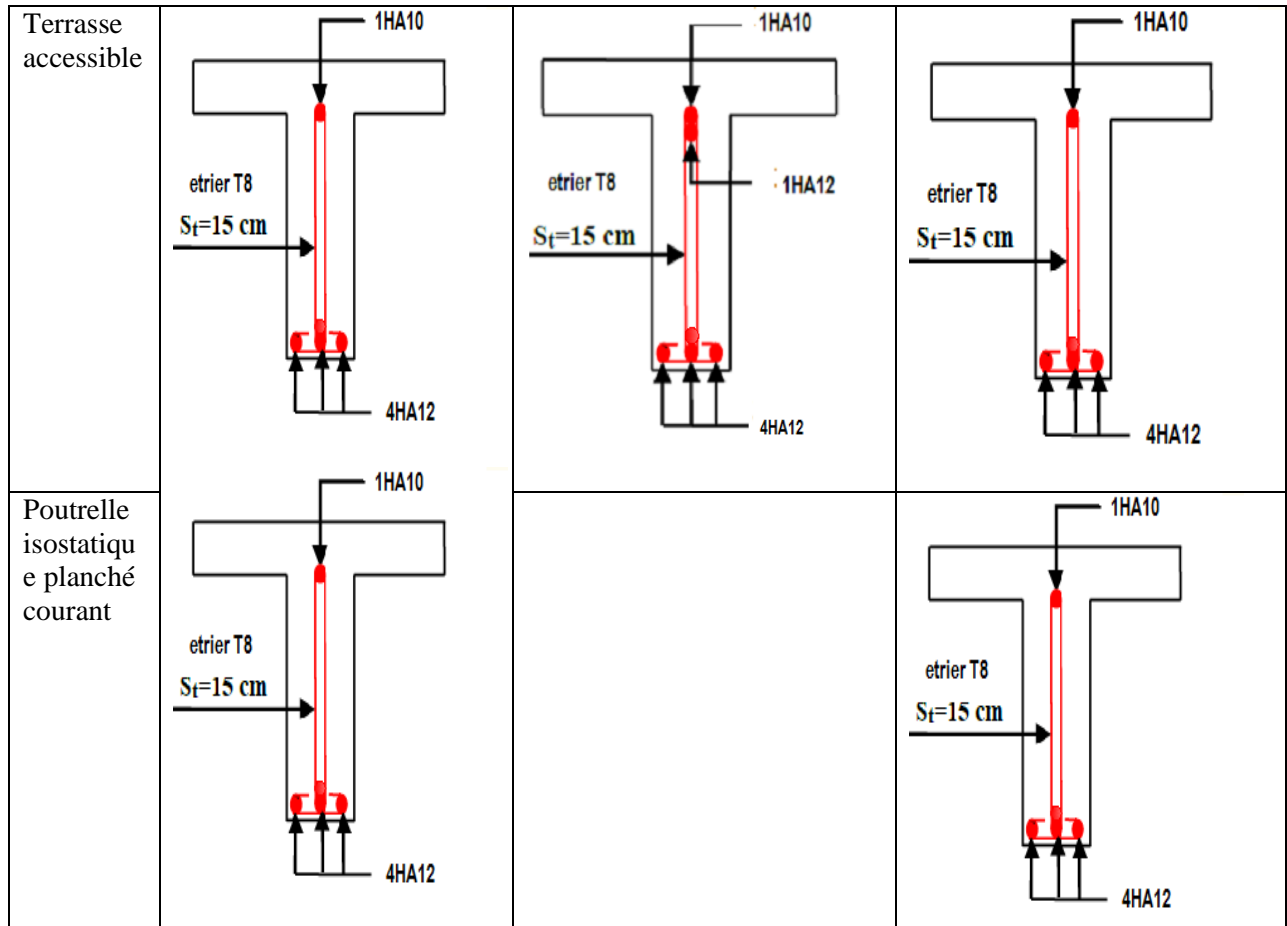
$I (cm^4)$	17367	20579	17367.31	21894.2	21894	21894
$I_0 (cm^4)$	35677.26	37615.32	35677	38425	38424.53	38424.53
λ_i	3.21	2.6	3.21	2.4	2.4	2.4
λ_v	1.284	1.04	1.284	0.96	0.96	0.96
σ_{st}^j (MPa)	113.06	62.39	68.18	55.81	106.03	73.92
σ_{st}^g (MPa)	149.1	128.67	98.85	115.11	139.78	160.02
σ_{st}^p (MPa)	189.36	145.34	163.43	141.49	175.13	178.04
μ_j	0.53	0.39	0.34	0.38	0.61	0.49
μ_g	0.62	0.64	0.49	0.63	0.68	0.72
μ_p	0.69	0.67	0.65	0.69	0.74	0.74
$I_{fji} (cm^4)$	14528.18	20544.61	18764.93	22106	17153.81	19424.16
$I_{fgi} (cm^4)$	13124.53	15531.85	15253.21	16826	16058.88	15493.76
$I_{fpi} (cm^4)$	12207.22	15090.03	12715.04	15913.77	15225.86	15225.86
$I_{fgv} (cm^4)$	21850.35	24842.01	24089.09	26337.85	25572.95	24992.3
f_{ji} (m)	0.0044	0.0021	0.002	0.002	0.0047	0.0029
f_{gi} (m)	0.0044	0.0058	0.0035	0.0053	0.0066	0.0079
f_{pi} (m)	0.0088	0.0067	0.007	0.0069	0.0087	0.0089
f_{gv} (m)	0.0116	0.0109	0.0067	0.0102	0.0124	0.0147
Δf (m)	0.0095	0.0097	0.0082	0.0098	0.0098	0.0128
f_{adm} (m)	0.0107	0.0107	0.01005	0.01017	0.01017	0.01017
Observation	Vérifie	vérifie	vérifie	vérifie	Vérifie	Pas vérifie

Remarque : la flèche est vérifiée sauf au niveau de la poutrelle isostatique de la terrasse inaccessible.

La solution optimale pour ce problème c'est de mettre une dalle pleine (D36) qui aura comme dimension ($l_x=2,59m$ et $l_y=4,87m$).

Tableau 3.22. schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC au 2 ^{ème} niveau ou duplexe			
Toiture			
Balcon (corps creux)			



✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

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

Alors on opte pour des treillis soudée (150×150) mm²

2.2. Plancher a dalle pleine.

Tableau 3.23. différentes données des dalles pleines

Dalle	L _x	L _y	ρ	e _{cal}	Nombre d'appuis	Lieu
D1	1,43	4,85	0,29	4,5	2	Balcon
D2	1,54	5,07	/	8	2	Balcon
D3	0,83	4,55	0,18	2,5	3	Balcon
D4	1,64	3,7	0,44	4	3	Balcon
D5	1,64	3,25	0,5	4	3	Balcon
D6	0,7	3,7	0,19	2	3	Balcon
D7	1,25	2,75	0,45	3	2	Plancher courant
D8	1,59	2,81	0,56	4	2	Plancher

						courant
D9	1,04	1,86	0,56	2,5	2	Plancher courant
D10	1,86	2,8	0,66	4,5	2	Plancher courant
D11	4	4,75	0,84	10	4	Plancher courant
D12	0,7	1,45	0,48	1,6	2	Balcon
D13	1,9	4,15	0,45	4,5	2	Balcon
D14	0,83	4,55	0,18	2	2	Balcon
D15	1,54	3,25	0,47	3,5	3	Balcon
D16	1,54	3,7	0,41	3,5	3	Balcon
D17	1,54	4,25	0,36	5	3	Balcon
D18	2,2	3,85	0,57	5,5	3	Terrasse accessible
D19	2,2	3,85	0,57	7	3	Terrasse accessible
D20	2,2	4,75	0,46	5,5	3	Terrasse accessible
D21	2,2	3,25	0,67	5,5	3	Terrasse accessible
D22	2,2	3,7	0,59	5,5	3	Terrasse accessible
D23	2,2	4,55	0,48	5,5	3	Terrasse accessible
D24	2,2	4,87	0,45	5,5	3	Terrasse accessible
D25	2,2	2,79	0,78	5,5	2	Plancher courant
D26	1,08	2,2	0,49	2,5	2	Plancher courant
D27	2,2	2,73	0,8	5,5	2	Plancher courant
D28	1,53	2,2	0,69	3,5	2	Plancher courant
D29	2,2	2,55	0,86	5,5	2	Plancher courant
D30	2,5	3,85	0,42	6	3	Toiture
D31	2,5	4,75	0,52	6	3	Toiture
D32	2,5	3,25	0,77	6	3	Toiture
D33	1,25	3,7	0,33	4	3	Toiture
D34	2,3	3,4	0,67	5,5	3	Toiture
D35	1,48	2,3	0,64	3,5	3	Toiture
D 36	2,59	4,87			3	Toiture
D7'	0,25	2,75	0,09	1	2	Plancher courant
D19'	2,2	1,7	1,29			Terrasse accessible
D30'	2,5	1,7			3	Toiture

Tableau 3.24. Coefficients des dalles pleines.

Dalle	L_x	L_y	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	1,43	4,85	0,29				
D2	1,54	5,07	/				
D3	0,83	4,55					
D4	1,64	3,7					
D5	1,64	3,25					
D6	0,7	3,7					
D7	1,25	2,75	0,45	0.1036	0.25	0.1063	0.3234
D8	1,59	2,81	0,56	0.088	0.25	0.0936	0.415
D9	1,04	1,86	0,56	0.088	0.25	0.0936	0.415
D10	1,86	2,8	0,66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
D11	4	4,75	0,84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
D12	0,7	1,45	0,48	0.0994	0.25	0.1026	0.3491
D13	1,9	4,15	0,45	0.1036	0.25	0.1063	0.3234
D14	0,83	4,55	0,18				
D15	1,54	3,25					
D16	1,54	3,7					
D17	1,54	4,25					
D18	2,2	3,85					
D19	2,2	3,85					
D20	2,2	4,75					
D21	2,2	3,25					
D22	2,2	3,7					
D23	2,2	4,55					
D24	2,2	4,87					
D25	2,2	2,79	0,78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
D26	1,08	2,2	0,49	0.0980	0.25	0.1013	0.3580
D27	2,2	2,73	0,8	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
D28	1,53	2,2	0,69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
D29	2,2	2,55	0,86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
D30	2,5	3,85					
D31	2,5	4,75					
D32	2,5	3,25					
D33	1,25	3,7					
D34	2,3	3,4					
D35	1,48	2,3	0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
D36	2.59	4.87					
D7'	0,25	2,75	0,09				
D19'	2.2	1.7					
D30'	2.5	1.7					

Tableau 3.25. Les sollicitations maximales dans les balcons

Dalle	ELU					ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D1	14.14			17.83		10		
D3	11.19	0.79	6.57	4.59	0.027	7.89	0.63	4.64
D12	0.45	0.11	0.27	3.87	0.026	0.33	0.11	0.19
D13	3.52	0.88	2.07	10.09	0.96	2.25	0.82	1.5
D14			5.43	11.15				3.89

Tableau 3.26. Les sollicitations dans la terrasse accessible.

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D18	22,25	16,11	13,26	11,09	2,06	16,37	11,69	9,62
D19	22,25	16,11	13,26	11,09	2,06	16,37	11,69	9,62
D20	41,7	14,85	24,5	11,73	1,16	30,26	10,78	17,8
D21	13,56	12,34	7,98	10,14	3,14	9,84	8,95	5,79
D22	20,02	13,84	11,77	10,91	2,29	14,53	10,04	8,54
D23	37,11	14,85	21,83	12,27	1,31	26,93	10,78	15,84
D24	44,45	16,83	26,15	11,87	1,08	32,26	12,21	18,98
D19'	1,94	4,93	2,63	3,22	6,99	1,4	3,5	1,9
D15	13.50	5.79	7.94	8.21	0.87	9.80	4.21	5.76
D16	18.58	5.79	10.94	8.37	0.6	13.49	4.21	7.93
D17	24.7	5.80	14.58	8.47	0.8	18.00	4.20	10.58
D1	14.23			17.96		10.37		
D2	16.27			19.19		11.85		

Tableau 3.27. Les sollicitations dans le plancher courant.

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D7	1.37	0.34	0.80	5.98	0.56	1.02	0.33	0.60
D7'			0.31	2.49				0.23
D8	1.88	0.47	1.1	7.19	1.3	1.45	0.60	0.85
D9	0.80	0.20	0.48	4.72	0.82	0.62	0.26	0.37
D10	2.16	0.81	1.27	7.76	2.27	1.68	0.90	0.99
D11	7.02	4.68	4.13	13.28	7.93	5.76	4.41	3.39
D25	2.4	1.35	1.41	7.91	3.88	1.93	1.32	1.13
D26	0.97	0.54	0.57	5.09	0.6	0.47	0.32	0.27
D27	2.30	1.373	1.36	7.72	4.04	1.86	1.32	1.09
D28	1.38	0.57	0.81	6.18	2.08	1.09	0.62	0.64
D29	2.04	1.44	1.2	7.07	4.53	1.68	1.33	0.99
D4	17.27	6.23	10.16	7.87	0.68	12.50	4.52	7.35
D5	12.14	6.23	7.14	7.68	1.12	8.79	4.51	5.17
D2	14.84			17.32		10.79		

Tableau.3.28. Les sollicitations dans la toiture.

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D30	20.49	19.43	12.06	10.76	2.94	14.96	14.18	8.8
D31	38.48	22.28	22.64	11.77	1.71	28.09	16.26	16.52
D32	12.33	16.12	7.25	9.38	4.25	8.99	11.76	5.29
D33	13.69	2.81	8.05	6.25	0.24	10	2.05	5.88

D34	14.12	14.53	8.30	9.64	2.98	10.30	10.60	6.06
D35	1.44	0.5	0.85	6.4	1.7	1.13	0.57	0.66
D36	41.48	24.70	24.4	12.15	1.82	30.27	18.02	17.80
D30'	1.76	6.02	10.37	2.32	7.1	1.28	4.39	0.75

Tableau 3.29. Sollicitations maximales dans les dalles pleines a deux appuis

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Balcons	14.14	0.88	5.43	17.83	11.15	10	0.82	3.89
Terrasse accessible	16.27			19.19		11.85		
Plancher courant	14.84	1.44	1.41	17.32	4.53	10.79	1.33	1.13

Tableau 3.30. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à trois appuis

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Balcons	11.19	0.79	6.57	4.59	0.027	7.89	0.63	4.64
Terrasse accessible	44,45	16,83	26,15	12,27	6,99	32,26	12,21	18,98
Plancher courant (D11)	17.27	6.23	10.16	7.87	0.86	7.35	0.68	4.52
Toiture(D36)	41.48	24.70	24.4	12.15	2.98	30.27	18.02	17.80

Tableau 3.31. Sollicitations maximales dans les dalles pleines à quatre appuis

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
Plancher courant (D11)	7.02	4.68	4.13	13.28	7.93	5.76	4.41	3.39

Tableau 3.32.Calcul du ferrailage à l'ELU (2 appuis)

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Balcon	X-X	14.14	0.099	0.13	0.094	4.29	1.2	4HA12=4.52cm²
	Y-Y	0.88	0.0062	0.0077	0.099	0.25	1.2	2HA10=1.57cm²
	Appui	5.43	0.047	0.06	0.087	1.78	1.2	2HA12=2.26cm²
T.A	X-X	16.27	0.14	0.19	0.083	5.63	1.2	5HA12=5.65cm²
	Y-Y						1.2	
	Appui						1.2	
P.C	X-X	14.84	0.17	0.173	0.08	5.09	1.04	5HA12=5.65cm²
	Y-Y	1.44	0.012	0.016	0.089	0.46	0.96	2HA10=1.57cm²
	Appui	1.41	0.012	0.015	0.089	0.45	1.2	2HA10=1.57cm²

Tableau 3.33.Calcul du ferrailage à l'ELU (3 appuis)

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Balcon	X-X	11.19	0.0975	0.13	0.085	3.76	1.2	4HA12=4.52cm²
	Y-Y	0.79	0.0068	0.0086	0.089	0.25	1.2	4HA8=2.01cm²
	Appui	6.57	0.057	0.07	0.087	2.16	1.2	2HA12=2.26cm²
T.A	X-X	44,45	0.31	0.48	0.08	15.89	1.2	11HA14=16.93c m²
	Y-Y	16,83	0.1189	0.158	0.09	5.16	1.2	5HA12=5.65cm²
	Appui	26,15	0.18	0.25	0.089	8.38	1.2	6HA14=9.24cm²
P.C	X-X	17.27	0.15	0.20	0.082	6.00	1.2	4HA14=6.16cm²
	Y-Y	6.23	0.054	0.0698	0.087	2.05	1.2	4HA10=3.14cm²
	Appui	10.16	0.09	0.12	0.085	3.55	1.2	4HA12=4.52cm²
Toiture	X-X	41.48	0.385	0.65	0.066	19.077	1.2	13HA14=20.09c m²
	Y-Y	24.70	0.21	0.306	0.078	8.99	1.2	8HA12=9.05cm²

	Appui	24.2	0.21	0.299	0.079	8.78	1.2	8HA12=9.05cm²
--	-------	------	------	-------	-------	------	-----	---------------------------------

Tableau 3.34.Calcul du ferrailage à l'ELU sur 4 appuis

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
P.C	X-X	7.02	0.0611	0.078	0.087	2.32	1.2	3HA12=3.39cm²
	Y-Y	4.68	0.04	0.052	0.09	1.52	1.2	3HA10=2.36cm²
	Appui	4.23	0.036	0.05	0.09	1.38	1.2	3HA10=2.36cm²

Tableau 3.35.vérification de l'effort tranchant.(2 appuis)

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition
Balcon	17,83	0,19 < 1,17	Vérifiée	11,15	0,12 < 1,17	Vérifie
T. accessible	19,19	0,21 < 1,17	Vérifiée			
P. courant	17,32	0,19 < 1,17	Vérifiée	4,53	0,05 < 1,17	Vérifiée

Tableau 3.36.vérification de l'effort tranchant(3appuis)

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition
Balcon	4,59	0,05 < 1,17	Vérifiée	0,027	0,0003 < 1,17	Vérifie
T. accessible	12,27	0,14 < 1,17	Vérifiée	6,99	0,07 < 1,17	Vérifiée
P. courant	7,87	0,08 < 1,17	Vérifiée	0,86	0,009 < 1,17	Vérifiée
Toiture	12,15	0,13 < 1,17	Vérifiée	2,98	0,03 < 1,17	Vérifiée

Tableau 3.37.vérification de l'effort tranchant.(4appuis)

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Condition
P. courant	13,28	0,15 < 1,17	Vérifiée	7,93	0,08 < 1,17	Vérifiée

Tableau.3.38.vérification a l'ELS(2 appuis)

		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Condition
Balcon	x-x	10	2.88	3335.67	8.63<15	Vérifie	275.17>201.36	Non vérifie
	y-y	0.82	1.8	1414.95	1.6<15	Vérifie	62.26<201.63	Vérifie
	Appui	3.89	2	1921.95	4.36<15	Vérifie	207.83>201.63	Non vérifie
T.A	x-x	11.85	3.1	3942.22	9.46>15	Non vérifie	263.8>201.63	Non vérifie
	y-y							
	Appui							
P.C	x-x	10.79	3.14	3942.22	8.61<15	Vérifie	240.2>201.63	Non vérifie
	y-y	1.33	1.83	1414.95	1.71<15	Vérifie	100.23<201.63	Vérifie
	Appui	1.13	1.83	1414.95	1.46<15	Vérifie	85.8<201.63	Vérifie

Tableau.3.39.vérification a l'ELS (3 appuis)

		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Condition
Balcon	x-x	7.89	2.88	3335.67	6.81<15	Vérifie	217>201.36	Non vérifie
	y-y	0.63	1.83	1414.95	0.81<15	Vérifie	47.84<201.63	Vérifie
	Appui	4.64	2.15	1921.95	5.2<15	Vérifie	247.9>201.63	Non vérifie
T.A	x-x	32.26	4.68	8156.09	18.52>15	Non vérifie	256.14>201.63	Non vérifie
	y-y	12.21	3.14	3942.22	9.75<15	Vérifie	271.82>201.63	Non vérifie
	Appui	18.98	3.79	5576.81	12.92<15	Vérifie	265.58>201.63	Non vérifie
P.C	x-x	7.35	3.25	4199.22	5.7<15	Vérifie	150.76<201.63	Vérifie
	y-y	0.68	2.15	1921.95	0.76<15	Vérifie	36.33<201.63	Vérifie
	Appui	4.52	2.88	3335.67	3.9<15	Vérifie	124.38<201.63	Vérifie
Toiture	x-x	30.27	3.14	3942.2	16.65>15	Non vérifiée	204.94>201.63	Non vérifie
	y-y	18.02	3.75	5474.57	12.34<15	Verifiée	257.13<201.63	Non vérifie

	Appu i	17.80	3.75	1921.9	12.24<15	Verifiée	253.99<201.6 3	Non vérifie
--	-----------	-------	------	--------	----------	----------	-------------------	-------------

Tableau.3.40.vérification a l'ELS(4 appuis)

		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Condition
PC	x-x	5.76	2.55	2668.17	5.52<15	Vérifie	208.55>201.36	Non vérifie
	y-y	4.41	2.15	1921.95	4.94<15	Vérifie	235.16>201.63	Non Vérifie
	Appu i	3.39	2.15	1921.95	3.79<15	Vérifie	181.11<201.63	Vérifie

Tableau.3.41.recalcule a l'ELS(2 appuis)

		A_s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Condition
Balcon	x-x	6HA12=6.79cm²	7.51<15	Vérifie	187.07<201.36	Vérifie
	y-y	2HA10=1.57cm²	1.6<15	Vérifie	62.26<201.63	Vérifie
	Appu i	3HA12=3.39cm²	3.73<15	Vérifie	140.85<201.63	Vérifie
T.A	x-x	7HA12=7.92	8.47<15	Vérifié	191.71<201.63	Vérifié
	y-y					
	Appu i					
P.C	x-x	7HA12=7.92cm²	7.7<15	Vérifie	174.56<201.63	Vérifie
	y-y	2HA10=1.57cm²	1.71<15	Vérifie	100.23<201.63	Vérifie
	Appu i	2HA10=1.57cm²	1.46<15	Vérifie	85.8<201.63	Vérifie

Tableau.3.42.recalcule a l'ELS (3 appuis)

		A_s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Condition
Balcon	x-x	6HA12=6.79cm²	5.92<15	Vérifie	147.6<201.36	Vérifie

	y-y	2HA10=1.57cm²	0.81<15	Vérifie	47.84<201.63	Vérifie
	Appui	3HA12=3.39cm²	4.45<15	Vérifie	168<201.63	Vérifie
T.A	x-x	12HA14=18,47	12.04<15	Vérifié	190.52<201.63	Vérifié
	y-y	6HA12=6.79	6.23<15	Vérifié	185.11<201.63	Vérifié
	Appui	7HA14=10.78	2.23<15	Vérifié	185.72<201.63	Vérifié
Toiture	x-x	13HA14=20,09	11.09<15	Vérifié	165.99<201.63	Vérifié
	y-y	9HA12=10.18	8.07<15	Vérifié	187.01<201.63	Vérifié
	Appui	9HA12=10.18	7.97<15	Vérifié	184.73<201.63	Vérifié

Tableau.3.43. recalculé à l'ELS(4 appuis)

		A _s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Condition
P.C	x-x	4HA12=4.52cm²	4.97<15	Vérifie	158.5<201.36	Vérifie
	y-y	3HA12=3.39cm²	4.23<15	Vérifie	158.76<201.63	Vérifie
	Appui	3HA12=3.39cm²	3.25<15	Vérifie	122.74<201.63	Vérifie

Tableau 3.44. Vérifications de la flèche à l'ELS (2 appuis)

	Balcons X-X	Balcons Y-Y	T.A X-X	Plancher courant X-X	Plancher courant Y-Y
L (m)	1.43	4.15	1.54	2.2	5.07
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	4.3	0.31	5.78	7.31	0,794
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	5.6	0.47	10.06	9.01	0,82
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	10	0.82	11.85	10.79	1.33
I (cm ⁴)	18831.8	1414.9529	6395.31	6395.31	1773.2
I ₀ (cm ⁴)	71657.3	14611.95	16300.8	16300.8	14776.8
λ_t	5,25	12.04	2,65	2,65	13,37

λ_v	2,10	4.8	1,06	1,06	5,35
σ_{st}^j (MPa)	41,25	23.54	83,66	105,80	54,08
σ_{st}^g (MPa)	53,73	35.69	145,60	130,40	55,85
σ_{st}^p (MPa)	95,95	62.26	171,5	156,17	90,59
μ_j	0	0	0,22	0,32	0
μ_g	0	0	0,452	0,41	0
μ_p	0	0	0,51	0,47	0
$I_{fji}(cm^4)$	78823	16073.145	11205.4	9618.73	16254.5
$I_{fgi}(cm^4)$	78823	16073.145	8150.7	8588.6	16254.5
$I_{fpi}(cm^4)$	78823	16073.145	7604.1	7903.08	16254.5
$I_{fgv}(cm^4)$	78823	16073.145	12115.8	12494.5	16254.5
f_{ji} (m)	0,034	0.10	0,37	1,13	0,38
f_{gi} (m)	0,044	0.155	0,9	1,56	0,39
f_{pi} (m)	0,079	0.27	1,13	2,04	0,64
f_{gv} (m)	0,134	0.46	1,82	3,22	1,18
Δf (m)	0,135	0.47	1,68	2,56	1,05
f_{adm} (m)	2.86	8.3	3,08	4,4	10,05
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau 3.45. Vérifications de la flèche à l'ELS (3 appuis)

Niveaux	Balcons X-X	Balcons Y-Y	T.A X-X	T.A Y-Y	Plancher courant X-X	Plancher courant Y-Y
---------	----------------	----------------	------------	------------	----------------------------	----------------------------

L (m)	0.83	4.55	2.2	4.87	1.64	3.7
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	3.04	0,24	14.93	7.5	0.744	0.268
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	4.46	0,34	29.39	13.01	0.991	0.358
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	7.89	0,63	32.26	15.25	1.25	0.452
I (cm ⁴)	63781.6	1773.2	39034 .3	18831.8	5499.2	1921.9
I_0 (cm ⁴)	16293.6	14776.8	80242.1	71657.3	15621.8	14705.1
λ_i	2,66	13,37	1,93	5,25	2.09	8.36
λ_v	1,064	5,35	0,77	2,10	0.84	3.34
σ_{st}^j (MPa)	44,16	16,35	55,52	71,96	106.16	143.19
σ_{st}^g (MPa)	64,78	23,16	109,29	124,8	141.40	191.27
σ_{st}^p (MPa)	114,6	42,91	119,96	146,33	178.36	241.49
μ_j	0	0	0,19	0	0.42	0
μ_g	0,11	0	0,46	0,10	0.528	0.086
μ_p	0,357	0	0,49	0,17	0.60	0.187
I_{fji} (cm ⁴)	17923	16254.5	64955.9	78823	9123	16175.6
I_{fgi} (cm ⁴)	13770.3	16254.5	46557.4	51231.3	8171.5	9404.5
I_{fpi} (cm ⁴)	9188.11	16254.5	44996.5	41404.5	7600.6	6289.3
I_{fgv} (cm ⁴)	15993.7	16254.5	64980.8	64852	11923.7	125588
f_{ji} (mm)	0,036	0,094	0,34	0,60	0.64	0.69
f_{gi} (mm)	0,068	0,13	0,94	1,61	0.96	1.6
f_{pi} (mm)	0,18	0,25	1,07	2,34	1.29	3.03
f_{gv} (mm)	0,18	0,40	2,02	3,83	1.97	3.60
Δf (mm)	0,26	0,42	1,80	3,96	1.66	4.33
f_{adm} (mm)	1,66	9,1	4.4	9,1	3.2	7.4

Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
-------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

Tableau 3.46. Vérifications de la flèche à l'ELS (toiture a 3apuis)

L (m)	2.59	4.87
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	2.045	1.271
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	3.436	2.046
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	3.845	2.289
I (cm^4)	41256.9	23495.3
I_0 (cm^4)	81432.8	73318.4
λ_i	1.77	3.94
λ_v	0.71	1.58
σ_{st}^j (MPa)	70.28	92.74
σ_{st}^g (MPa)	118.08	149.29
σ_{st}^p (MPa)	132.13	167.02
μ_j	0.32	0.098
μ_g	0.52	0.30
μ_p	0.59	0.35
I_{fji} (cm^4)	56961.1	58142.7
I_{fgi} (cm^4)	46487.7	36682
I_{fpi} (cm^4)	44910.3	33859.2
I_{fgv} (cm^4)	65348.2	54513.6
f_{ji} (mm)	0.74	1.59
f_{gi} (mm)	1.53	4.07
f_{pi} (mm)	1.76	4.93
f_{gv} (mm)	3.26	8.22
Δf (mm)	2.76	7.49
f_{adm} (mm)	5.18	9.74

Observation	vérifiée	Vérifiée
-------------	----------	----------

Tableau 3.47. Vérifications de la flèche à l'ELS(4 appuis)

L (m)	1.68	2.8
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	0,088	0,47
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	0,117	0,63
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	0,576	0,88
I (cm^4)	13577.5	10683.1
I_0 (cm^4)	69988.9	69158.3
λ_i	7,89	10,53
λ_v	3,16	4,21
σ_{st}^j (MPa)	12,472	8,78
σ_{st}^g (MPa)	16,58	11,78
σ_{st}^p (MPa)	81,63	16,45
μ_j	0	0
μ_g	0	0
μ_p	0	0
I_{fji} (cm^4)	76987.8	76074.1
I_{fgi} (cm^4)	76987.8	76074.1
I_{fpi} (cm^4)	76987.8	76074.1
I_{fgv} (cm^4)	76987.8	76074.1
f_{ji} (mm)	0,012183833	0,014
f_{gi} (mm)	0,048	0,02
f_{pi} (mm)	0,079	0,027
f_{gv} (mm)	0,048	0,06

Δf (mm)	0,099	0,05
f_{adm} (mm)	3,72	5,6
Observation	vérifiée	Vérifiée

➤ Ferrailage des balcons

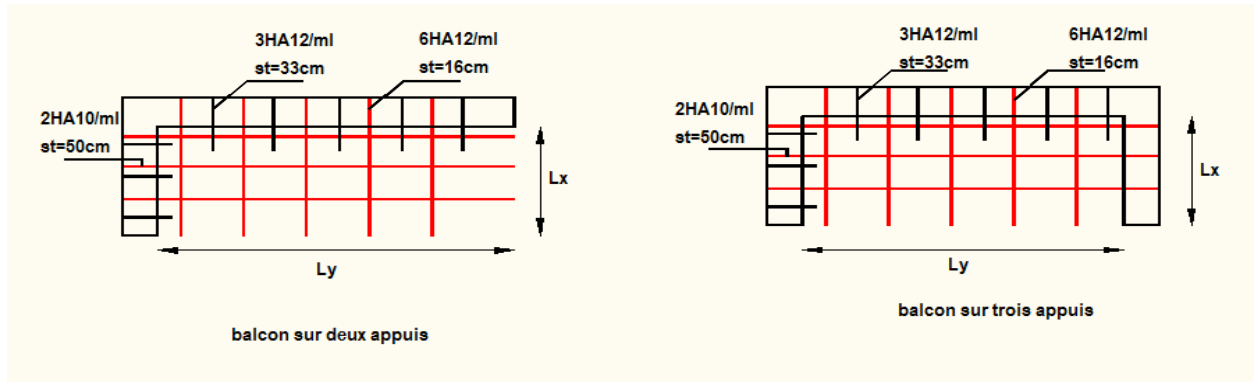


Figure 3.11. Schémas de ferrailage des balcons.

➤ Ferrailage de la terrasse accessible.

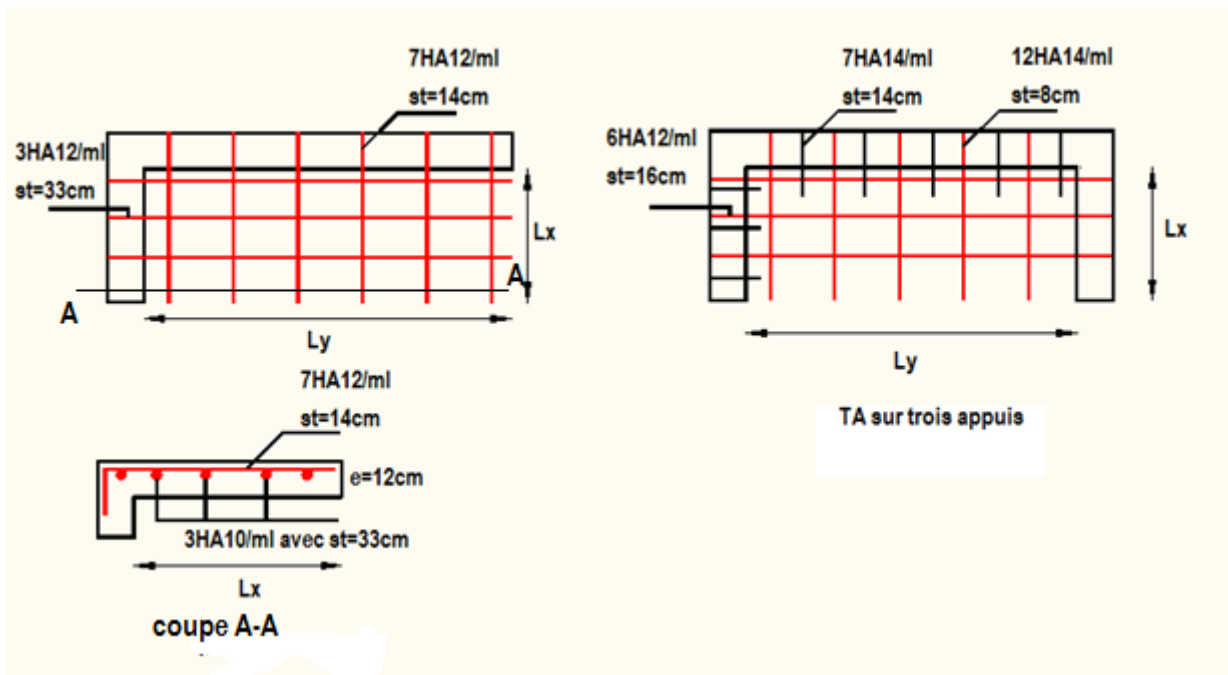


Figure 3.12. Schémas de ferrailage de la terrasse accessible

➤ Ferrailage de la terrasse inaccessible

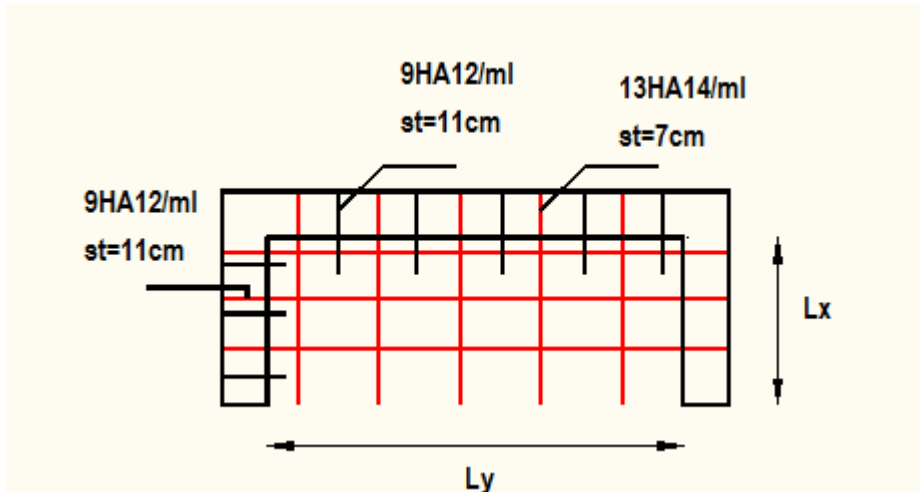


Figure 3.13. Schémas de ferrailage de la terrasse inaccessible.

➤ Ferrailage de plancher courant.

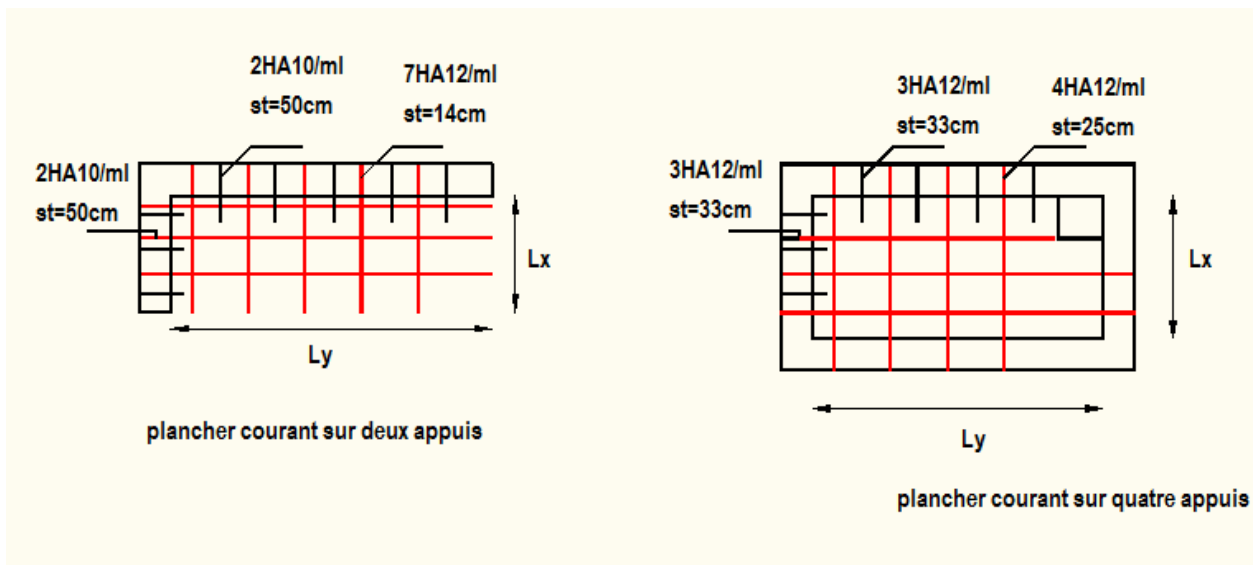


Figure 3.14. Schémas de ferrailage de plancher courant.

3. Etude de l'ascenseur

3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

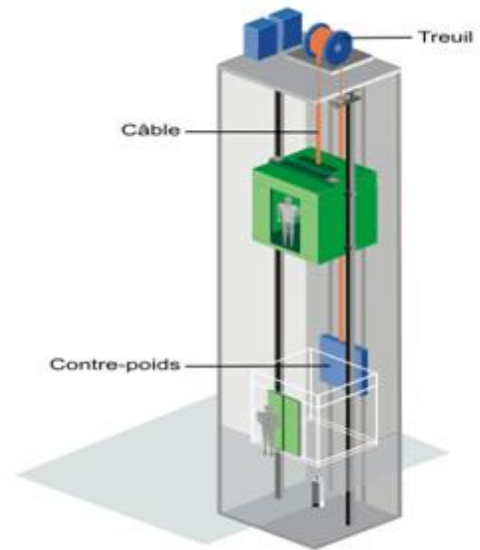
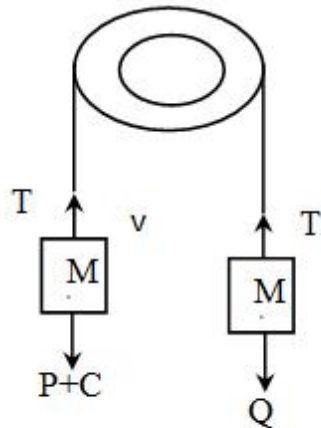


Figure 3.15. Schéma statique et concept d'ascenseur

3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 1,80 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

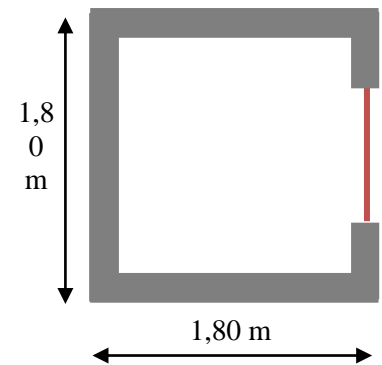


Figure .3.16. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

3.3. Dalle de salle machine (locale).

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont \parallel à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y

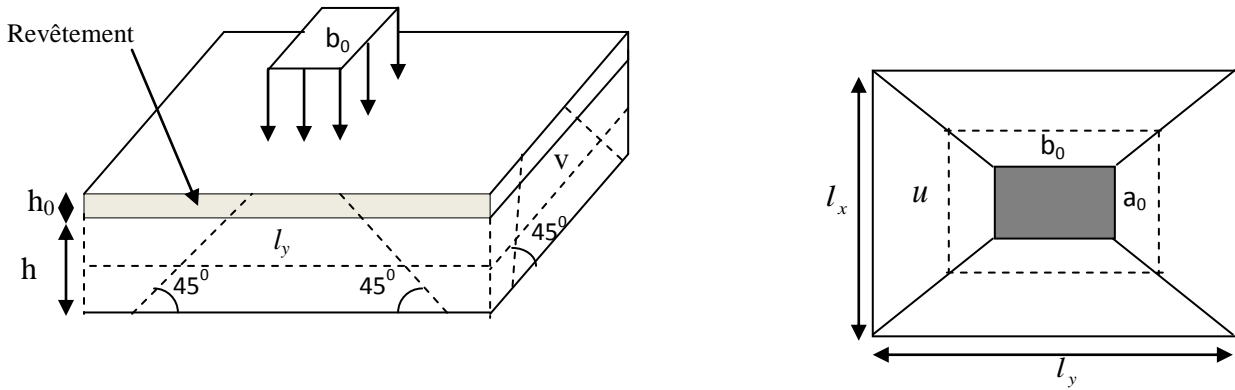


Figure 3.17. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \times 0,75 \times 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \times 0,75 \times 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

- M_1^x et M_1^y Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) P \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) P \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \Rightarrow M_1^x = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \Rightarrow M_1^y = 6,46 \text{ KN.m}$$

M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4.75 + 1,5 \times 1 = 7.91 \text{ KN/m}^2$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7.91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,46 + 0,94 = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,46 + 0,94 = 7,4 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -3,7 \text{ KN.m}$$

Tableau .3.48. Ferraillage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	6.29	0.03	0.039	11.8	1.53	1.2	4HA10 = 3,14
Appui	3.7	0.018	0.022	11.8	0.89	1.2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102.5 + 102.5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4.1 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \text{ KN} \leq 461.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,025} = 27,65 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{27,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$P_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) P \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) P \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,74$$

$$M_1^y = 5,74$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2 = 0,82 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,71$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,74 + 0,82 = 6,56 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -3,28 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.49. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,57	3,14	2,92	4713,3	$3,45 < 15$	$160,89 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 3,28	2,36	2,58	3713,7	$2,28 < 15$	$124,76 < 201,63$	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

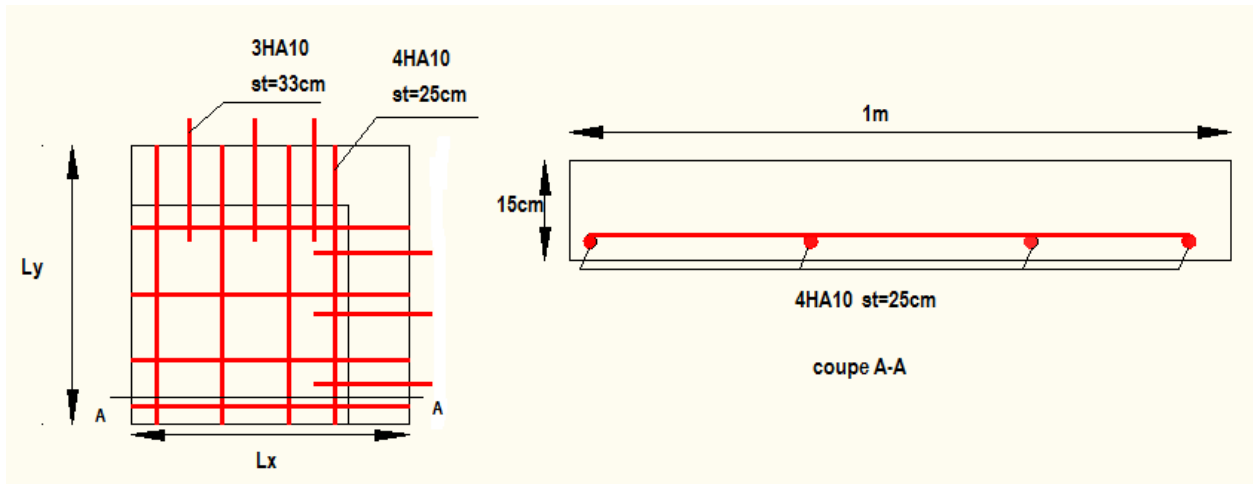


Figure 3.18.ferrailage de la dalle de locale machine.

3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h =15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,625 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.3.50. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,625	0,008	0,0099	0,120	0,39	1,2	3HA10 = 2,36

➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_x = -1,44 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.51. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	$1,70 < 15$	$93,22 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 1,44	2,36	2,58	3713,72	$1 < 15$	$54,77 < 201,63$	Vérifiée

➤ La flèche

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} > 7,65 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

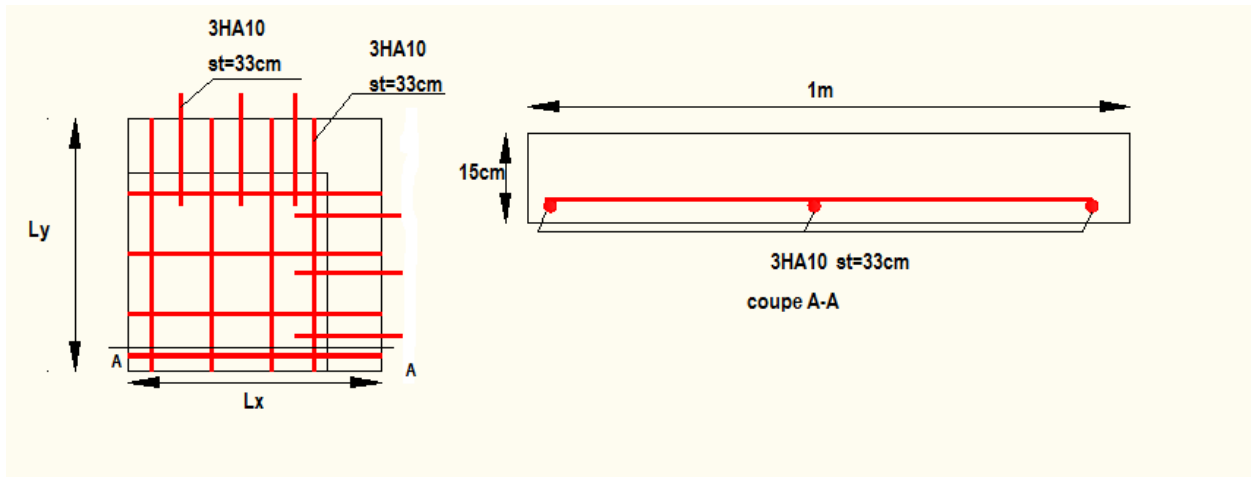


Figure 3.19.schéma de ferrailage de la dalle sous l'ascenseur .

4. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de un seul type d'escalier.

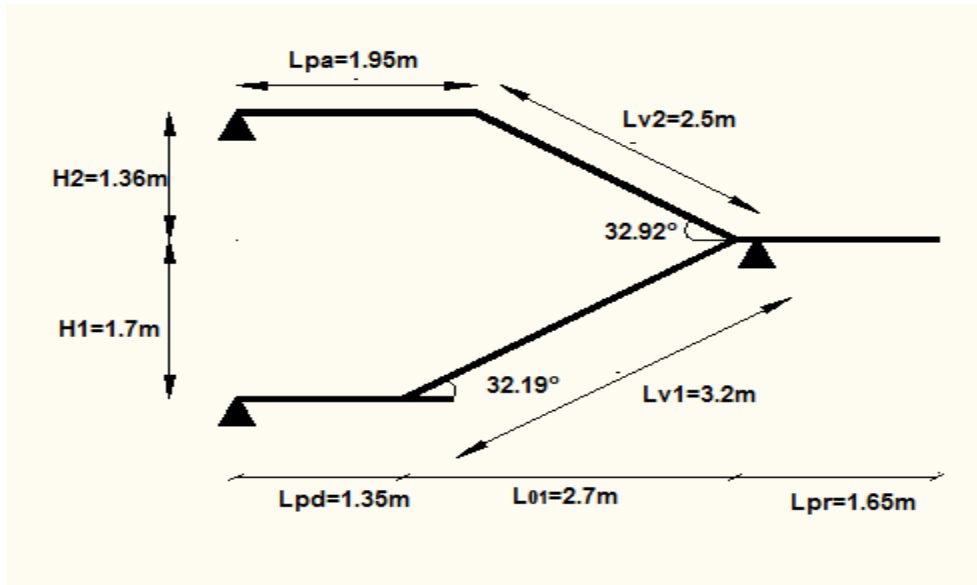


Figure 3.20.coupe en élévation de l'escalier

4.1. Etude de la partie (AB)

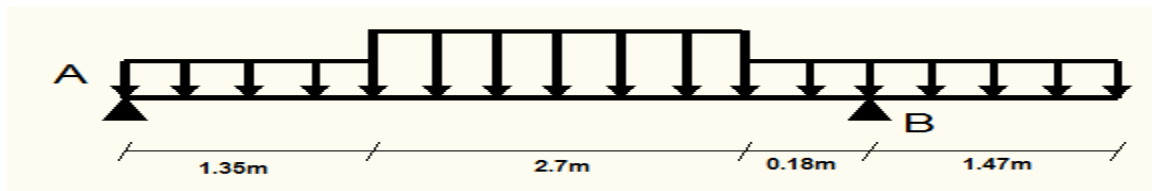


Figure 3.21.Schéma statique de la partie (AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7,57 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 4,83 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 13,96 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,37 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,07 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,33 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,7 + q_p \cdot 3,18$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 45,78 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 32,87 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 22,7 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 16,3 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 3.52. Sollicitations dans la partie AB

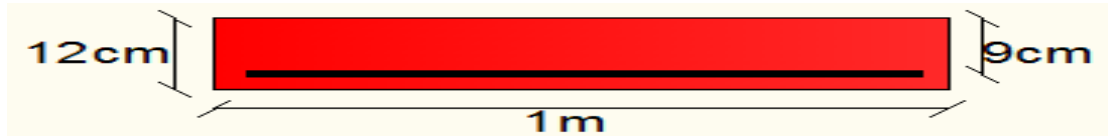
Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	22.7	16.3	22.7	0	0	-30.7	24.1	17.23
B	45.78	32.87	-30.7	-11.1	-7.92			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 20,48 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -12,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .



Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.53. Ferraillage de la partie AB

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	20,48	0,18	0,24	0,08	7,26	1,09	8HA12 = 9,05	12,5
appui	-12,05	0,13	0,18	0,08	5,17	1,09	6HA12 = 6,79	15

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 2,26 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2/ml$; St = 33 cm

En appui : $A_{rep} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 25,32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 17,23 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 14,65 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -8,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3.54. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14,65	3,77	5499,24	10,03	15	Vérifiée
En appui	-8,62	3,38	4489,8	6,48	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e=12\text{cm} < 26 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9,05 \text{ cm}^2 < 9,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) L = 4,23 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = L/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements, j et p**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 7.57 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 4.85 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 13.09 = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 5.71 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 9.85 = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 10.07 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7.33 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 17.23 = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.00905$$

$$; \begin{cases} \lambda_i = 2.32 \\ \lambda_v = 0.92 \end{cases} ; I_0 = 7019.9 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.59 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\sigma_{st}^g = 141.92 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 106.82 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 186.84 \text{ MPa}$$

1. Calcul des μ

$$\mu_g = 0,490 ; \mu_j = 0,38 ; \mu_p = 0,58$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 8396.2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 9509.9 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 7626.6 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 11654 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 14.89 \text{ mm} \\ f_{ji} = 4.85 \text{ mm} \\ f_{pi} = 10.58 \text{ mm} \\ f_{gi} = 7.3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 13.32 > \bar{f} = \frac{4.23}{500} = 8.46 \text{ mm}$$

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente l'épaisseur de la paillasse a 15 cm.

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous } g : \begin{cases} q_v^g = 8.48 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5.58 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 14.65 = 12.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } j : \begin{cases} q_v^j = 6.3 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3.75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 12.43 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } p : \begin{cases} q_v^p = 10.98 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8.08 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 20.85 = 17.72 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.0075$$

$$; \begin{cases} \lambda_i = 2.78 \\ \lambda_v = 1.13 \end{cases} ; I_0 = 10673.4 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456.59 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 132.95 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 111.16 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 186.53 \text{ MPa}$$

2. Calcul des μ

$$\mu_g = 0.39 ; \mu_j = 0.326 ; \mu_p = 0,52$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 16096.1 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 17798.9 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 13804.2 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23519.5 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 8.88 \text{ mm} \\ f_{ji} = 3.27 \text{ mm} \\ f_{pi} = 7.07 \text{ mm} \\ f_{gi} = 4.32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8.36 > \bar{f} = \frac{4.23}{500} = 8.46 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

4.2. Etude de la partie (BC) :

Remarque : Dans la partie (AB) on a opte pour une épaisseur de 15 cm, pour le respect de l'homogénéité de l'épaisseur de la paillasse on opte pour une épaisseur de 15 cm pour la partie (BC).

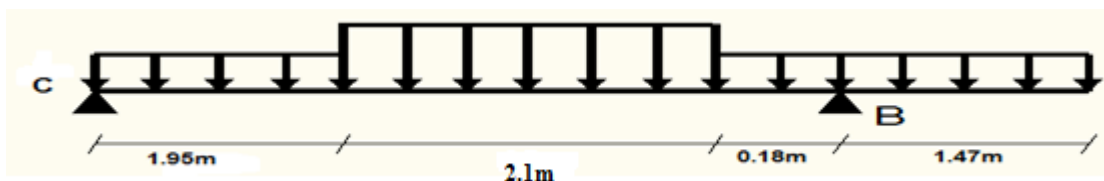


Figure 3.22. schéma statique de la partie (BC).

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,51 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ palier} \begin{cases} G_p = 5,58 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$ELU \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,23 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,28 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,01 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,08 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,1 + q_p \cdot 3,6$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} ELU: 49,23 \text{ KN} \\ ELS: 35,39 \text{ KN} \end{cases}; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_C = \begin{cases} ELU: 23,39 \text{ KN} \\ ELS: 16,81 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau .3.55. Sollicitations dans la partie BC

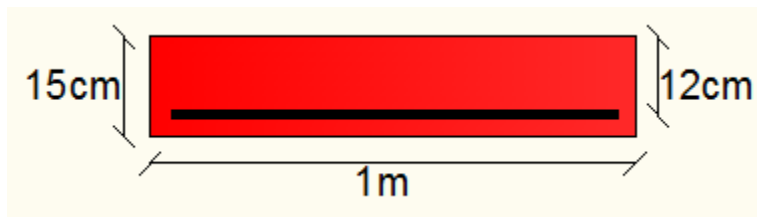
Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
B	49.23	35.39	32.64	-12.18	-8.75	-32.64	24.22	17.46
C	23.39	16.81	-23.64	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 20,58 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -12,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .



Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .3.56. Ferrailage de la partie BC

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	20,58	0,124	0,112	0,124	4,76	3,55	6HA12 = 6,79	15
appui	-12,18	0,05	0,065	0,13	2,76	3,55	5HA12 = 4,52	20

➤ Armature de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,695 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

En appui : $A_{rep} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 25,32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 17,23 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 14,65 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -8,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3.57. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14,65	4,23	10356,5	6,05	15	Vérifiée
En appui	-8,75	3	5400	4.86	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 26 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 13,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $L = 4,23 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = 4.23/500$

Tableau 3.58. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	
L (m)	4.23
$M_{j ser}$ (KN.m)	9.92
$M_{g ser}$ (KN.m)	10.27
$M_{p ser}$ (KN.m)	14.84
I (cm ⁴)	10356.5

$I_0(\text{cm}^4)$	31206
λ_i	4.02
λ_v	1.61
σ_{st}^j (MPa)	126.045
σ_{st}^g (MPa)	130.49
σ_{st}^p (MPa)	188.56
μ_j	0.22
μ_g	0.24
μ_p	0.39
$I_{fji}(\text{cm}^4)$	18076.1
$I_{fgi}(\text{cm}^4)$	17521.7
$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	13335.5
$I_{fgv}(\text{cm}^4)$	25247.6
f_{ji} (mm)	3.02
f_{gi} (mm)	3.23
f_{pi} (mm)	6.13
f_{gv} (mm)	6.84
Δf (mm)	6.72
f_{adm} (mm)	8.46
Observation	Verifiée

Ferraillage d'escalier :

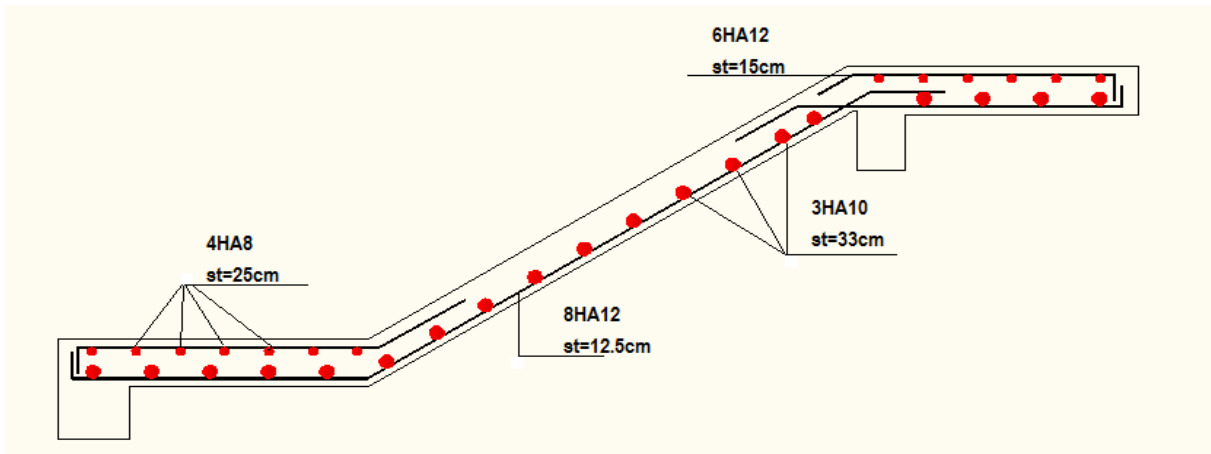


Figure 3.23:schéma de ferraillage de la partie (AB).

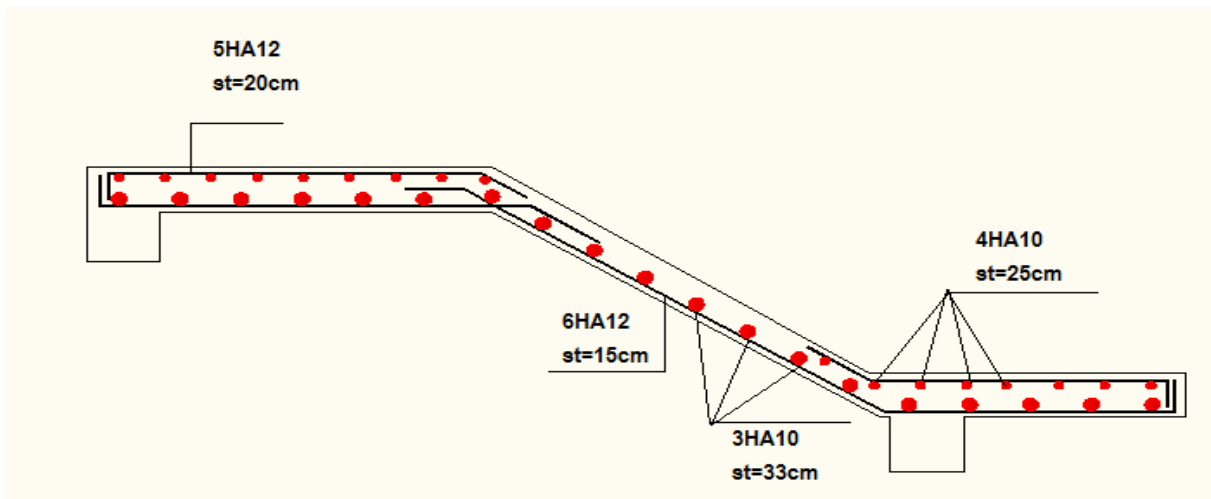


Figure 3.24.schéma de ferraillage de la partie (BC).

4.3. Etude de la poutre palière

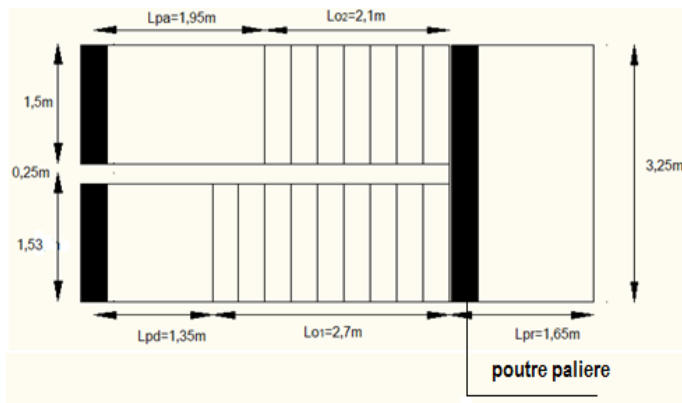


Figure 3.25. vue en plan de l'escalier.

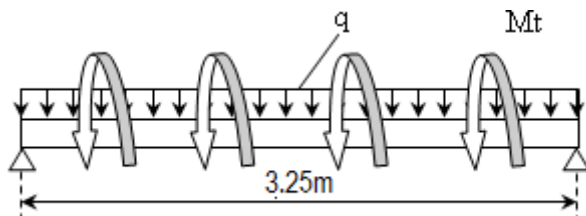


Figure 3.26. Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **CBA93** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \iff 21,67\text{cm} \leq h \leq 32,5\text{cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm, } h = 35 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 50,07 \text{ KN/m} \\ ELS: R_{Bs} = 36,59 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 53,61 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 39,22 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments : $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 70,78 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 60.16 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -35,39 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 87,1 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .3.58. Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	60.16	A	0,129	0,17	0,31	5.85	1,01	Vérifiée
Appui	-35.39		0,07	0,099	0,32	3.18	1,01	

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{86,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0.87 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

a) $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,3 \text{ cm}^2$

$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,3 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -12,18 \times \frac{3,25}{2} = -19,79 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 705 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 130 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{19,79 \times 10^{-3} \times 1,3}{2 \times 0,0705 \times 348} = 5,24 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,6 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{19,79 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2.4 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.87^2 + 2.4^2} = 2.55 \text{ MPa}$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.85 + \frac{5.24}{2} = 8,2 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14+4HA12 = 9.14 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.18 + \frac{5.24}{2} = 5.18 \text{ cm}^2$

Soit 2HA14+2HA12 = 6.47 cm²

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,6 = 1.05 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

• **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 39,22 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 51,78 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 44,01 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -25,89 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau .3.59. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	44.01	13.38	7679.3	7.67	15	Vérifiée
En appui	-25.89	11.7	60046.3	5.05	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 9.14 \text{ cm}^2 < 10.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 3,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

Ferraillage de la poutre palière

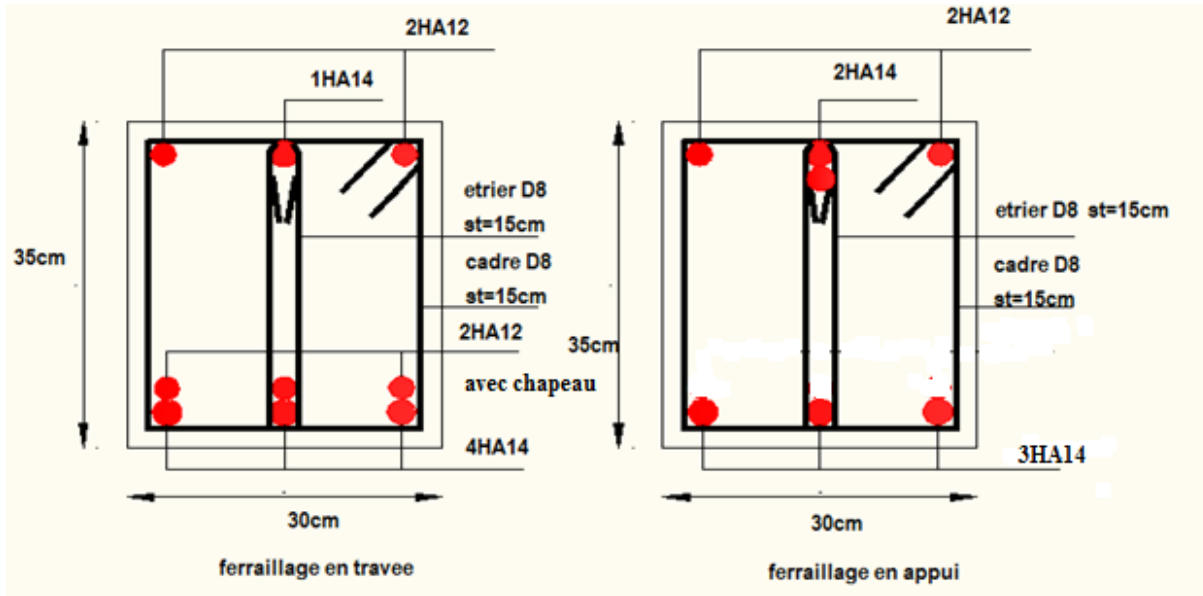


Figure 3.27. schéma de ferraillage de la poutre palière.

5. Etude de la poutre de chaînage

5.1. Etude de la poutre de chaînage (1)

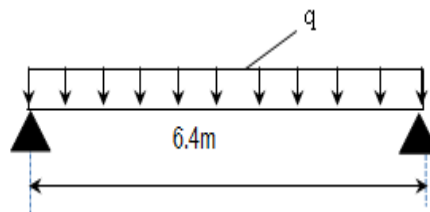


figure3.28. Schéma statique de la poutre de chaînage (1)

5.1.1. Dimensionnement

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de plancher.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 24 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 16 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm} \text{ On prend } h=42 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- ❖ **Poids propre** : $G_p = 25 \times 0.42 \times 0,30 = 3.15 \text{ KN/ml}$
- ❖ **Poids du plancher à corps creux** : $q_{cc} = P_{plancher}(L/2)$

Avec : $L=1.45\text{m}$; $G = 5,93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- ❖ **Poids de mur d'extérieure** :

$P_{mur} = G_{mur} \times b = 9.13 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{L}{2} + 1,35 G_p + 1,5G_{mur} = 24 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{L}{2} + G_p + G_{mur} = 17.66 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques $\begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 122.88 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 90.41 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 104.84 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 76.84 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -41.776 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -30.736 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

Tableau 3.60. Moments et ferraillages correspondant

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	pivot	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	104.44	0.161	A	0.221	36	8.34	1.41	6HA14=9.24
Appui	41.776	0.0645	A	0.083	38	3.16	3.39	3HA12=3.39

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 76.8 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,65 \text{ MPa}$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

a) $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} = \Rightarrow A_{trans} \geq 0,025 \text{ cm}^2$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau .3.61. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	32,03	10,17	36690,88	$8,89 \leq 15$
En appui	15,07	8,02	23476,72	$5,15 \leq 15$

1. Vérification de la flèche

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=42 \text{ cm} < 54 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9,24 \text{ cm}^2 < 12,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L = 6,4\text{m} < 8\text{m}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau .3.62. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
4	1.6	5.5	2	8.4	9,10	<i>vérifiée</i>

Ferraillage de la poutre.

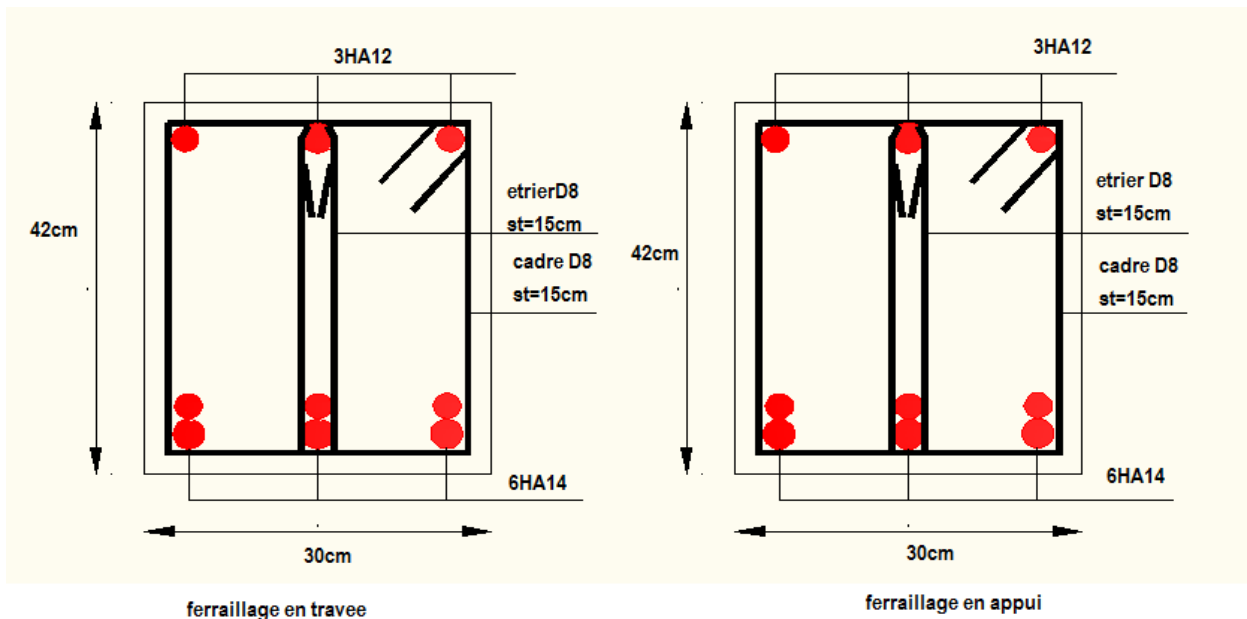


Figure3.29. schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (1).

5.2. Etude de la poutre de chaînage (2) :

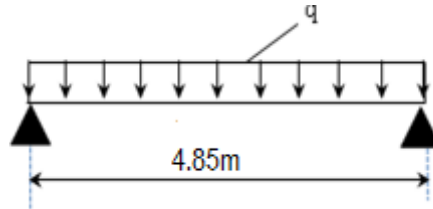


figure3.30. Schéma statique de la poutre de chaînage (2)

5.2.1. Dimensionnement

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 24 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 16 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm} \text{ On prend } h=35 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \text{ Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

$$\text{❖ Poids propre : } G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids du plancher à corps creux :

$$\text{Avec : } L=L_0/2; G = 5.93 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{❖ La charge d'exploitation } Q_0=Q \times b=0.45 \text{ KN/m}$$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{L_0}{2} + 1.35 G_p + 1.5Q_0 = 7.55 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{L_0}{2} + G_p + Q_0 = 5.48 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments isostatiques } \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 22.19 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{L^2}{8} = 16.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments en travée } \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 18.86 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 13.69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.4 M_0 \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{au} = -8.87 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -6.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau .3.63. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	pivot	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	18.86	0.0432	A	0.055	31	1.75	1.16	3HA12=3.39
Appui	8.87	0.0203	A	0.026	32	0.8	1.16	2HA12=2.26

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 18.3 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales:

On fixe St = 15 cm puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} = -0,55 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau .3.64. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.69	8.86	34183	$3.55 \leq 15$
En appui	6.44	7.45	24566	$1.95 \leq 15$

2. Vérification de la flèche

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} < 41.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3) L = 4,85 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau .3.65. Vérification de la flèche

f_{gv} (m)	f_{ji} (m)	f_{pi} (m)	f_{gi} (m)	Δf (m)	f_{adm} (m)	observation
0.0003	0.0001	0.0008	0.0002	0.0012	0.0097	<i>vérifiée</i>

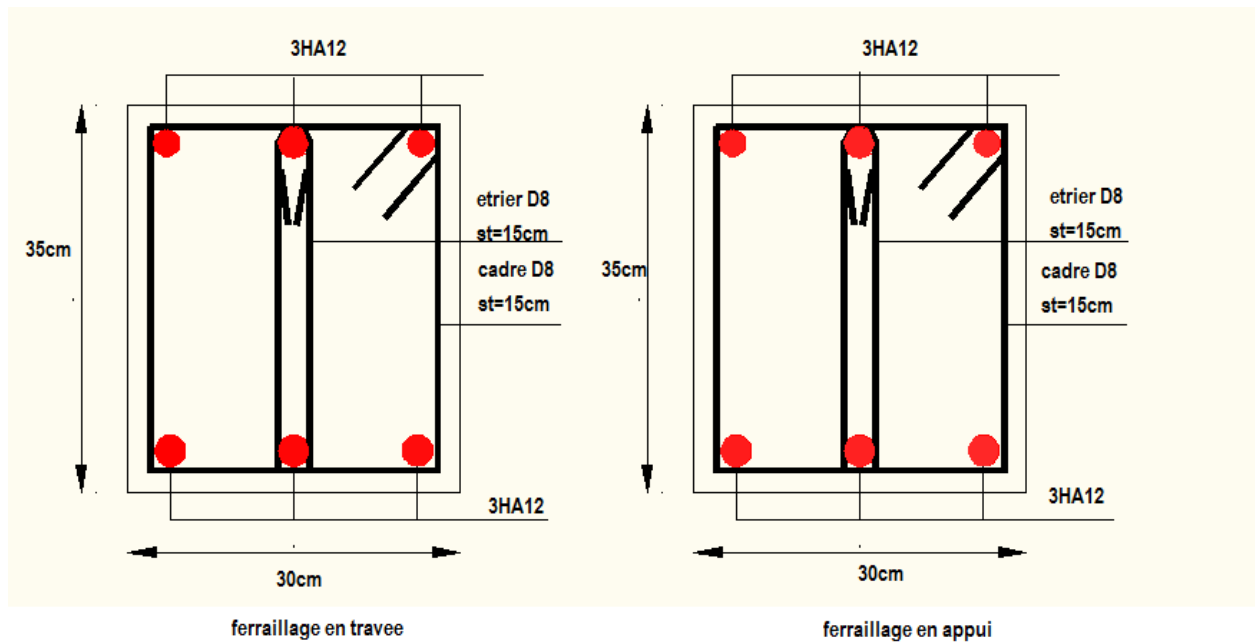
Ferraillage de la poutre de chinage.

Figure 3.31. schéma de ferraillage de la poutre de chinage (2).

6. Étude de l'acrotère :

Considérée comme une console encastree dans le plancher, soumise à son poids propre, à une force sismique horizontale définie par le RPA $F_p = 4.A.C_p.W_p$, et à une surcharge horizontale Q due à la main.

- **Hypothèse de calcul :**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

6.1 Etude de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

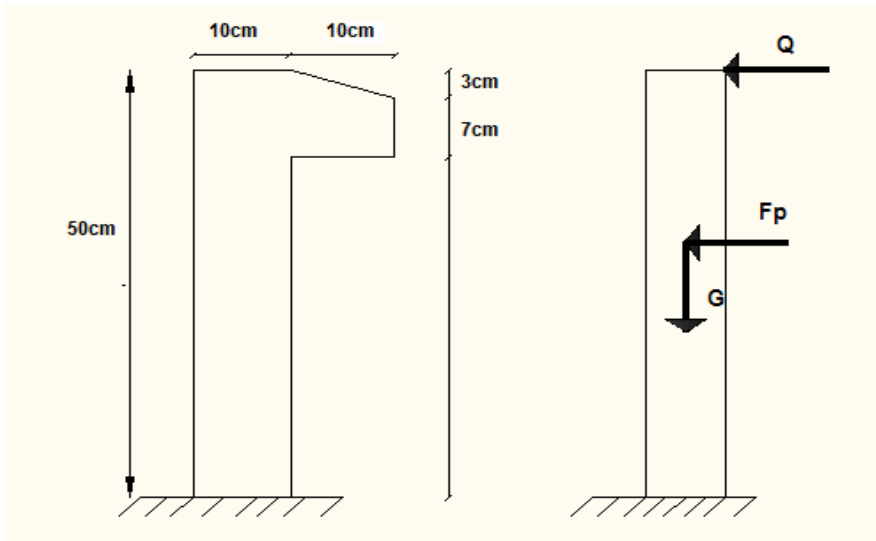


Figure 3.32. Coupe transversale d'un acrotère.

Evaluation des charges et surcharges :

Poids de l'acrotère : $G_1 = 1.4625 \text{ KN}$

Enduit de ciment : $G_2 = 0.15 \text{ KN}$

Alors $G_t = G_1 + G_2 = 1.6125 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.

W_p : Poids de l'élément considéré

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa Donc:

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.6125 = 0.774 \text{ KN.}$$

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0.064 \text{ m} \\ Y_c = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0.278 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} N_G = 1.6125\text{KN} \text{ alors } M_G = 0\text{KN.m} \\ N_Q = 0\text{KN} \text{ alors } M_Q = 0.5 \times 1 = 0.5\text{KN.m} \\ N_F = 0\text{KN} \text{ alors } M_F = F_p \times Y_C = 0.215 \text{KN.m} \end{cases}$$

NQ= 0. (Effort normal due à Q)

NF= 0. (Effort normal due à la force sismique)

Tableau 3.66. combinaisons de calcul.

règlement	combinaison	M(KN.m)	N(KN)
RPA	G+Q+E	0.715	1.6125
ELU	1.35G+1.5Q	0.75	2.177
ELS	G+Q	0.5	1.6125

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.177} = 0.344\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.083 \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2$

$$\begin{cases} e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2\text{cm}\right) = 2\text{cm} \\ e_1 = e_0 + e_a = 0.364\text{m} \\ e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h_0} \\ \text{Avec } l_f = 2 \times l \\ \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \\ e_2 = 0.0006\text{m} \\ e = e_1 + e_2 = 0.3646\text{m} \end{cases}$$

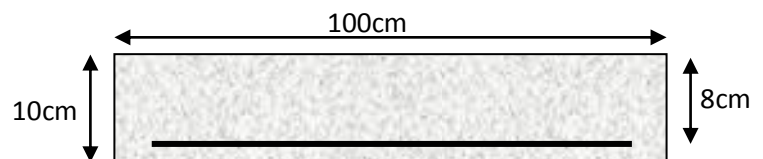


Figure 3.33.section a ferraille

Les sollicitations de calcul devient :

$$N_u = 2.177 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.177 \times 0.3646 = 0.79 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère:

• **Calcul a l'ELU :**

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

On calcul les armatures a l'ELU, puis on effectuera la vérification a l'ELS.

$$M_{UA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.79 + 2.177 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00946) < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0118$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.86 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.312 \text{ cm}^2$$

On revient a la flexion composé :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.312 \times 10^{-4} - \frac{2.177 \times 10^{-3}}{348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$ donc on ferraille avec A_{\min}

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

$$1. \text{ armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

2. armature de répartition : $S_r \leq \frac{50}{3} = 16cm$ on adopte $S_r = 12.5cm$

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

ELU :

$V_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.5 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.018 \text{ MPa}$

$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Situation accidentelle :

$V_u = F_p + Q = 0.774 + 1 = 1.774 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.774 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.022 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Vérification de l'adhérence :

$\tau_{ser} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots \dots \dots \tau \dots \dots \dots \text{(RPA. Article. A.6.1.3).}$

$\Sigma \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$

$\tau_{ser} = 1.774 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) = 0.245 \text{ MPa}$

$\overline{\tau_{ser}} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\tau_{ser} = 0.245 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 2.835 \text{ MPa}$. Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification a l'ELS :

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 1.6125 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.5 \text{ KN.m}$;

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.32m$$

N est un effort de compression $c = e_G - \frac{h}{2} = 0.27m$ ($c < 0$).

$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0.21 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0,03 \end{cases}$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -0.0127 < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Leftrightarrow -C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,26 \leq y_c \leq 0,36$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,34 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,26 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,16 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,52 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 144,08^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,34 \Rightarrow y = 0,07 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 2.44 \times 10^{-3}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1.6125 \times 10^{-3}}{2.44 \times 10^{-3}} \times 0,07 = 0.046 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

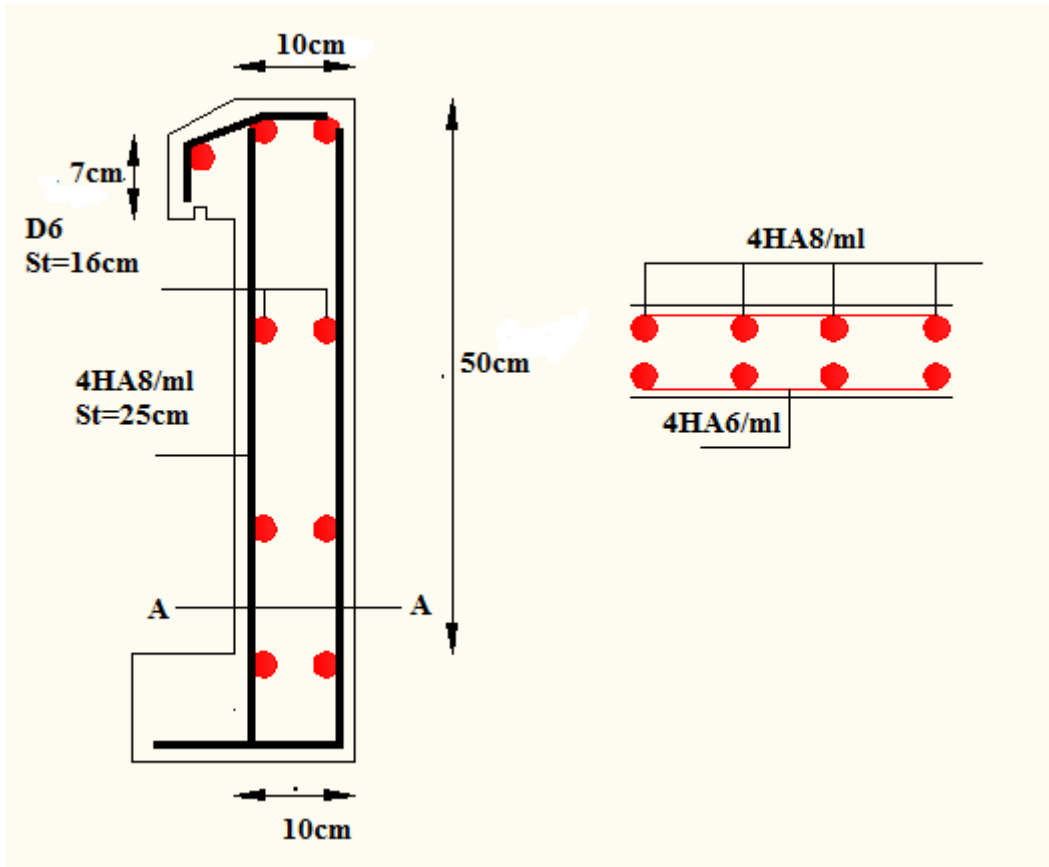


Figure 3.34. schéma de ferrailage de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

6.2. Etude de l'acrotère de la terrasse accessible.

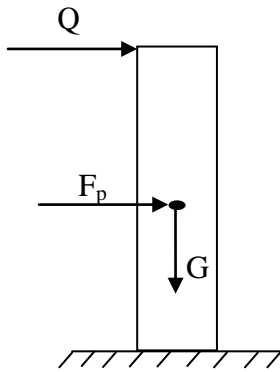


Figure 3.35. Modèle de calcul de l'acrotère

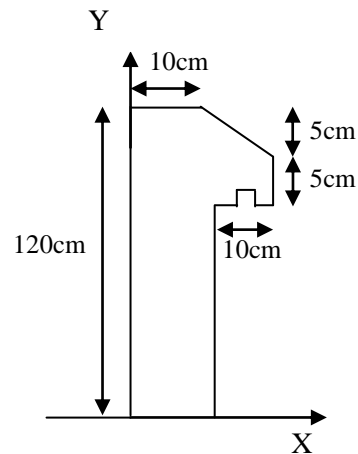


Figure 3.36. Coupe transversale de l'acrotère.

Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,1275 = 3,19 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3,73 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

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

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec $\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 3,73 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$

Donc, $F_p = 1,79 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5,56 \text{ cm} \\ Y_G = 63,17 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3,73 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1,2 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 1,13 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 3.67. Combinaisons d'action de l'acrotère.

règlement	combinaison	M(KN.m)	N(KN)
RPA	G+Q+E	2.33	3.73
ELU	1.35G+1.5Q	1.8	5.04
ELS	G+Q	1.2	3.73

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,33}{3,73} \times 10^2 = 35.71 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 2,4 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10\text{cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,4^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.082 \text{ m}$$

D'où : $e = 35.71 + 2 + 8.2 = 45.91 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent : 10cm

$N_u = 5,04 \text{ KN.}$

$$M_u = N_u \times e = 5,04 \times 0.4591 = 2.31 \text{ KN.m}$$

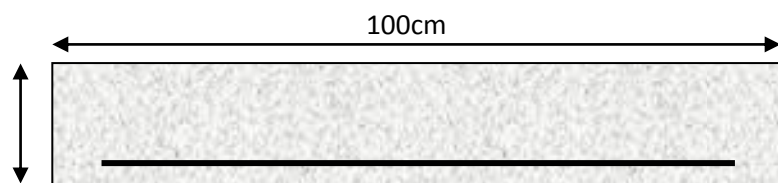


Figure 3.37. Section de l'acrotère à ferrailler

5.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,027 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,034 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,078 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,9 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t^{\min} > A$ on ferraille avec A_t^{\min}

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2,01 cm^2/ml

Sens secondaire : $A_r = \frac{A}{4} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1,13 cm^2/ml

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,79 = 2,79 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,035 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3217 - 0,05 = 0,2717 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,220 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,038 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,6 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2717 \leq y_c \leq 0,3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3146 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,5374 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,2228 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,54 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 163,09^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,3146 \Rightarrow y = 0,0429 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 9,12 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{3,73 \times 10^{-3}}{9,12 \times 10^{-4}} \times 0,0429 = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

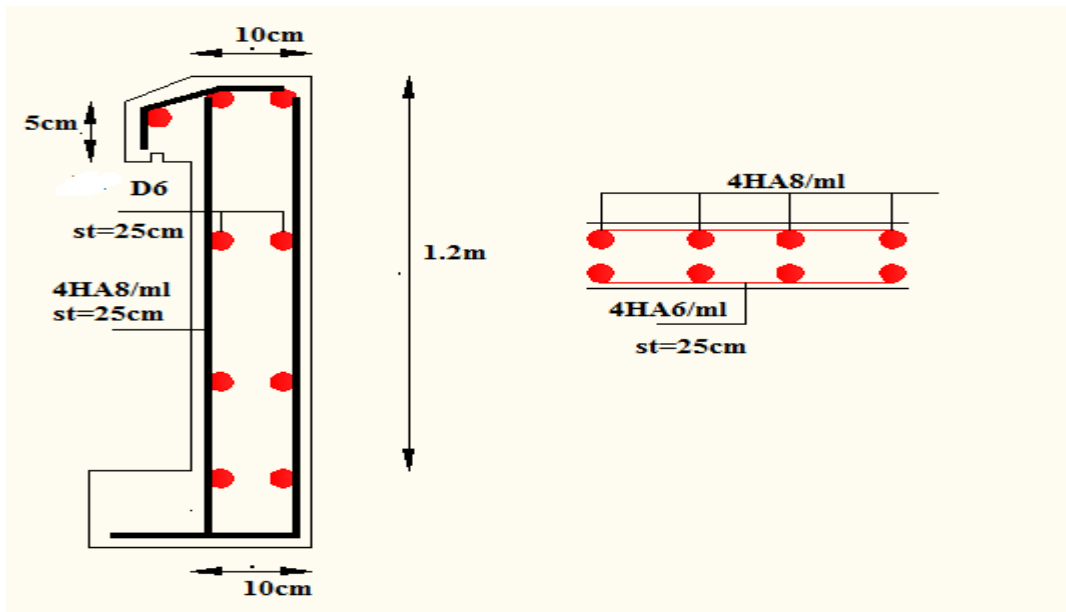


Figure 3.38.schéma de ferrailage de l'acrotère de la terrasse accessible.

7.Conclusion :

Vu l'importance des travées de notre structure, nous étions contraint d'ajouter une file de poteaux afin de vérifier la flèche, ainsi que pour les dalles pleines de la toiture et la terrasse accessible, on a augmenté l'épaisseur des dalles pleines afin de vérifier la flèche (**e=20cm**)

Chapitre 4

Chapitre 4 : Etude dynamique**1. Introduction**

L'un des phénomènes naturels qui présente un danger pour la structure est bien que le séisme.

Face à ce dernier, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x,dyn}$ et $V_{y,dyn}$).

3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non Vérifié	0.05
06	Contrôles d'exécution	Non Vérifié	0.1

Remarque :

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,3 \\ Q_y = 1,3 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 69305.84\text{KN}$

✓ $D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$

D'où, $\eta = 0,816$

✓ On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 30,08 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 34,45 \text{ m} \\ L_y = 19,79 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,64 \text{ s}, 0,46 \text{ s}) = 0,46 \text{ s} \\ T_y = \min(0,64 \text{ s}, 0,60 \text{ s}) = 0,60 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens : $\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,03 \\ D_y = 1,800 \end{cases}$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 5568.03 \text{ KN} \\ V_{yst} = 4865.26 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.2. Disposition des voiles de contreventement

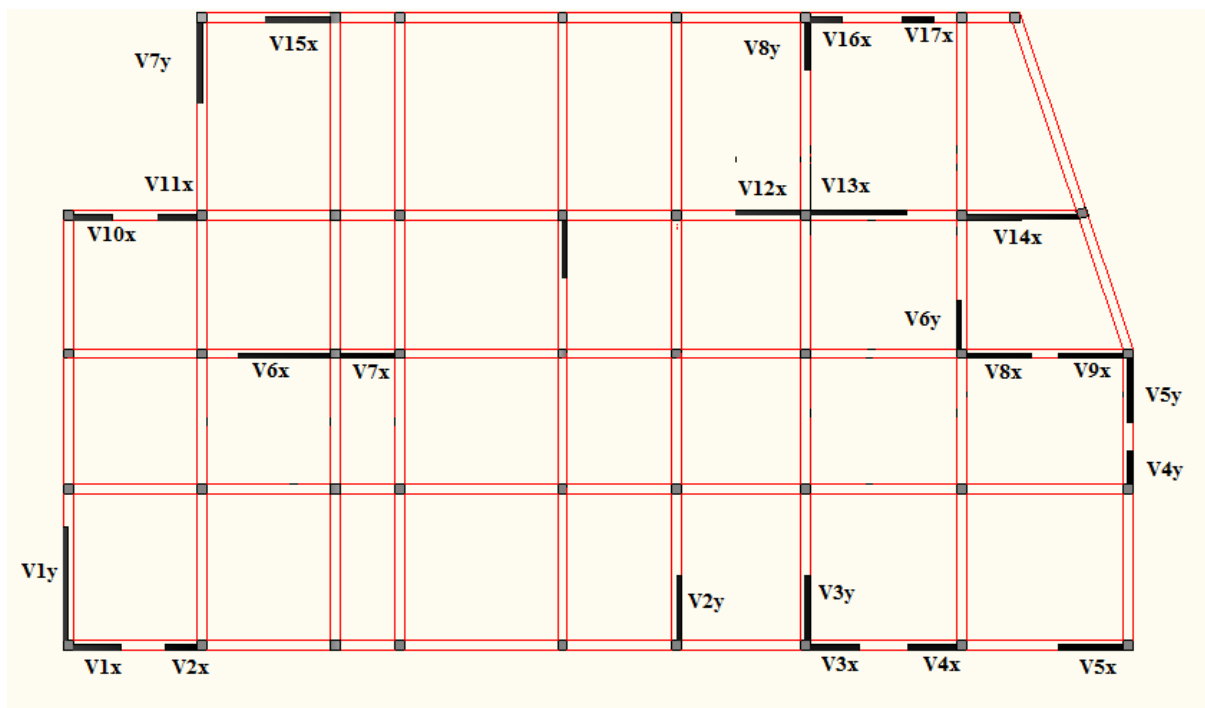


Figure.4 .1. Disposition des voiles de contreventement

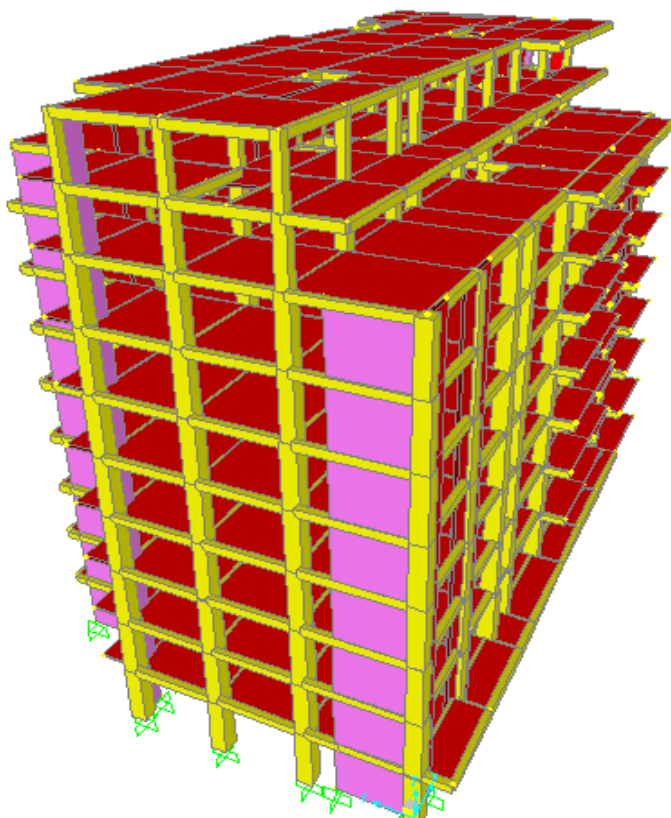


Figure 4.2. Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000V14

4.3. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.627551	0.01101	0.72087	0.01101	0.72087
2	0.578973	0.6982	0.01144	0.709	0.732
3	0.550234	0.00732	0.00191	0.71652	0.73421
4	0.204764	0.0000396	0.11793	0.71656	0.85214
5	0.18138	0.13428	0.000003472	0.85084	0.85214

6	0.175754	0.00386	0.00024	0.8547	0.85239
7	0.121908	0.00003573	0.04029	0.85474	0.89268
8	0.104053	0.00028	0.0082	0.85502	0.90088
9	0.097033	0.05451	0.000000948	0.90953	0.90088

d'après les résultats obtenu on vois bien les masses cumulées sont vérifie en mode 8 dans le sens x-x et en mode 9 dans le sens y-y.

Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V15 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 0.61 \text{ s} \\ T_y = 0,78 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe y-y.

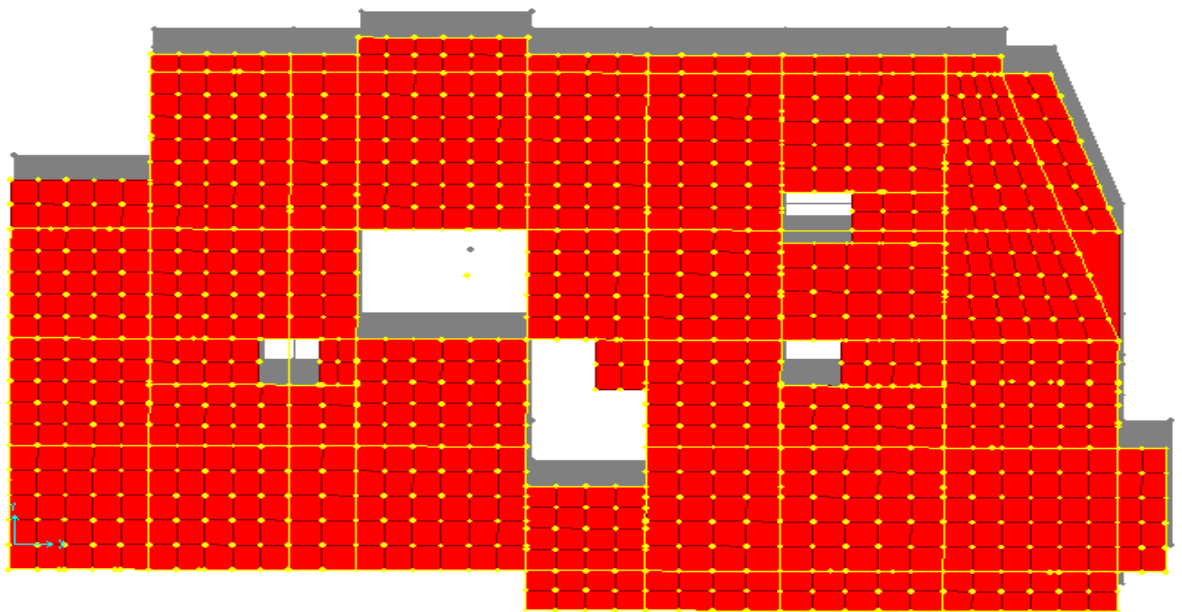


Figure 4.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe y-y)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x.

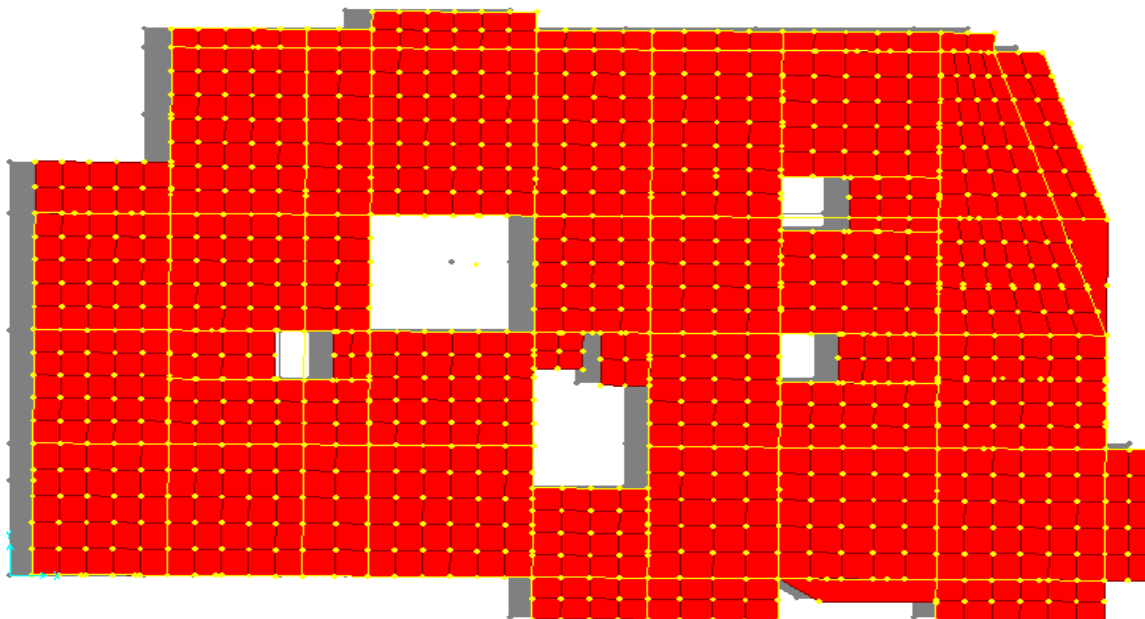


Figure.4.4.Mode 2 (Translation suivant l'axe x-x)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe z-z.

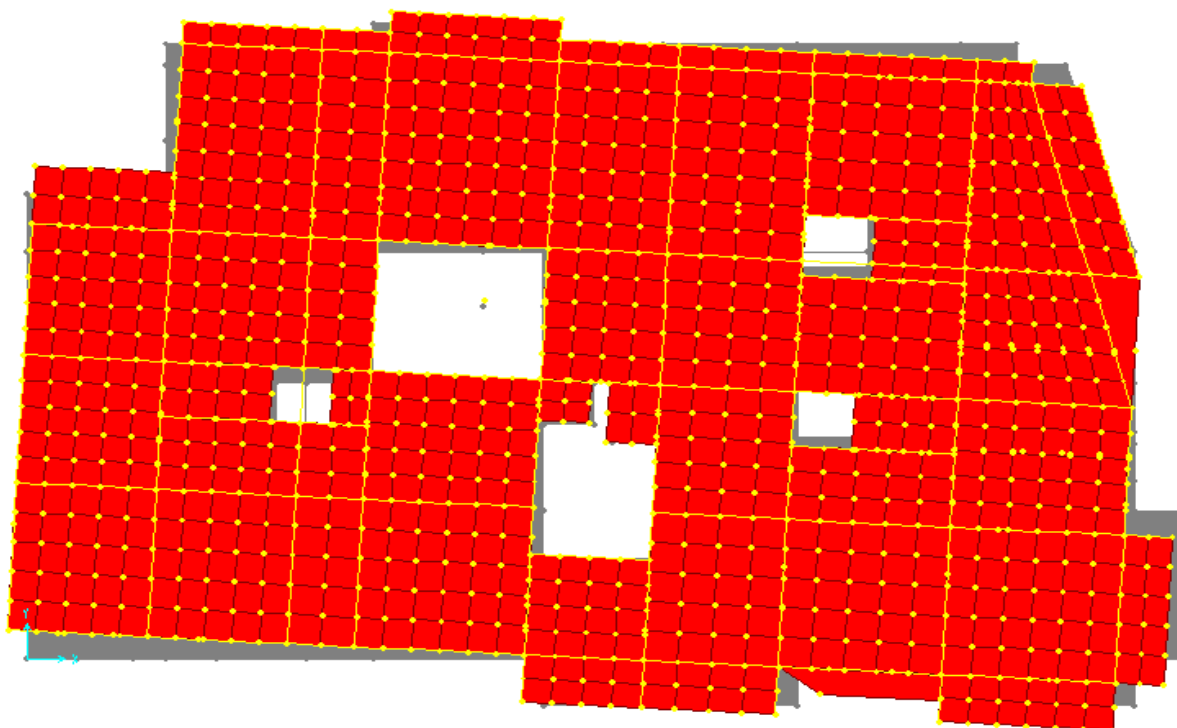


Figure 4.5.Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	60600.472	14034.77	81.19	18.80
1	52513.937	13088.31	80.04	19.95
2	47074.51	11324.28	80.60	19.39
3	40230.57	9062.42	81.61	18.38
4	32982.25	7954.51	80.56	19.43
5	27638.79	5060.53	84.52	15.47
6	21276.36	3587.53	85.57	14.42
7	13325.947	3253.93	80.37	19.62
1 ^{er} niveau duplexe	6441.022	540.977	92.25	7.74
2 ^{ieme} niveau duplexe	2973.59	290.143	91.1	8.88

D'après les résultats obtenus dans le tableau l'interaction verticale est vérifiée.

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	1813.11	1656.59	52.25	47.74	2273.29	1015.58	69.12	30.87
1	904.72	2569.73	26.03	73.96	1599.83	1731.56	48.02	51.97
2	845.46	2485.05	25.38	74.61	1535.75	1398.56	52.33	47.66
3	804.2	2292.01	25.97	74.02	1513.47	1398.56	51.97	48.02
4	796.51	2022.76	28.25	71.74	1402.99	1006.29	58.23	41.76
5	755.90	1391.51	35.20	64.79	1333.28	778.07	63.14	36.85
6	622.44	1299.14	32.39	67.60	1091.62	1011.37	51.90	48.09
7	661.26	819.09	44.66	55.33	894.65	328.01	73.17	26.82
1 ^{er} NV	1603.33	192.79	89.26	10.73	695.22	7.22	98.97	1.02
2 ^{ème} NV	218.12	105.90	67.31	32.68	223.65	8.93	96.15	3.84

D'après les résultats obtenus dans le tableau l'interaction horizontale est vérifiée.

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	3573.31	4454.4	<i>Non vérifiée</i>
Suivant Y-Y	3442.41	3892.2	<i>Non vérifiée</i>

Remarque :

Toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

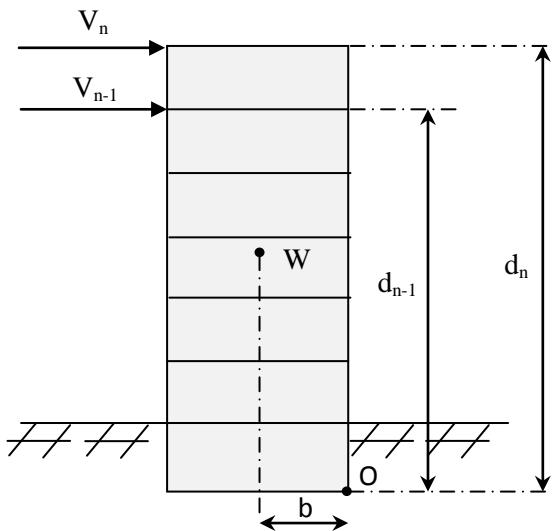
Sens x-x : $\frac{0,8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1.24$.

Sens y-y : $\frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1.13.$

6.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$



$$M_{stabilisateur} = M_{W/o} = W \times b$$

$$M_{renversement} = M_{Fi/o} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i$$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci- après :

Tableau 4.6. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble

Sens	W (KN)	b (m)	M_{stab} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	M_{stab} / M_{renv}
Suivant X-X	77697.38	16.61	1290553.5	237686.0173	5.42
Suivant Y-Y	77697.38	9.9	7692004.062	205021.92	3.75

5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	3.06	0.001	0.005	0	0.005	0.00163399	0.0012	0.006	0	0.006	0.0019607
1	3.03	0.0029	0.0145	0.005	0.0095	0.00310458	0.0034	0.017	0.006	0.011	0.0035947
2	3.06	0.0052	0.026	0.0145	0.0115	0.00375817	0.006	0.03	0.017	0.013	0.0042483
3	3.06	0.0077	0.0385	0.026	0.0125	0.00408497	0.0088	0.044	0.03	0.014	0.0045751
4	3.06	0.01	0.05	0.0385	0.0115	0.00375817	0.0114	0.057	0.044	0.013	0.0042483
5	3.06	0.012	0.06	0.05	0.01	0.00326797	0.0139	0.0695	0.057	0.0125	0.0040849
6	3.06	0.015	0.075	0.06	0.015	0.00490196	0.0161	0.0805	0.0695	0.011	0.0035947
7	3.06	0.017	0.085	0.075	0.01	0.00326797	0.018	0.09	0.0805	0.0095	0.0031045
1 ^{er} NV	2.8	0.018	0.09	0.085	0.005	0.00178571	0.0196	0.098	0.09	0.008	0.0028571
2 ^{ème} NV	2.8	0.02	0.1	0.09	0.01	0.00357143	0.021	0.105	0.098	0.007	0.0025

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P- Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_K	Δ_k	V_k (KN)	θ_K
RDC	3.06	59336.288	0.005	3496.71	0.02772741	0.006	3288.77	0.03537665
1	3.06	52805.804	0.0095	3474.45	0.04718433	0.011	3331.4	0.05698048
2	3.06	44572.489	0.0115	3330.52	0.05029575	0.013	2334.32	0.08112009
3	3.06	37016.726	0.0125	3096.27	0.04883686	0.014	2912.04	0.05815771
4	3.06	29571.51	0.0115	2819.27	0.0394197	0.013	2409.29	0.05214425
5	3.06	22501.044	0.01	2147.42	0.034242	0.0125	2111.36	0.0435340
6	3.06	15034.174	0.015	1921.59	0.03835206	0.011	2103	0.0256987
7	3.06	6359.54	0.01	1480.36	0.01403902	0.0095	1222.67	0.016148
1^{er} NV	2.8	3044.405	0.005	1796.13	0.00302675	0.008	702.45	0.0123828
2^{ieme} NV	2.8	0	0.01	324	0	0.007	232.58	0

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

5.6. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
RDC	0.5625	3279.931	G+Q+Ex	0.23323954	Vérifié
1 ^{er} étage	0.525	2432.86	G+Q+Ex	0.18536076	Vérifié
2 ^{ieme} étage	0.49	1788.79	G+Q+Ex	0.14602367	Vérifié
3 ^{ieme}	0.455	1308.55	G+Q+Ex	0.11503736	Vérifié
4 ^{ieme}	0.455	961.89	G+Q+Ex	0.08456176	Vérifié
5 ^{ieme}	0.455	721.46	G+Q+Ex	0.06342505	Vérifié
6 ^{ieme}	0.36	562.7	G+Q+Ex	0.06252222	Vérifié
7 ^{ieme}	0.36	291.95	G+Q+Ex	0.03243889	Vérifié
1 ^{er} niveau duplexe	0.25	245.84	G+Q+Ex	0.0393344	Vérifié
2 ^{ieme} niveau duplexe	0.16	143.55	G+Q+Ex	0.0358875	Vérifié

D'après les résultats de ce tableau l'effort normale réduit est vérifié dans tous les niveaux, alors il n'y a pas un risque de rupture fragile.

7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en essayant d'équilibrer entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions des poteaux sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau4.10.Dimensions finales des poteaux:

Niveaux	Sous sol RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	1 ^{er} NV	2 ^{ème} NV
Poteaux (cm ²)	75×75	75×70	70×70	70×65	70×65	70×65	65×60	60×60	50×50	40×40

Chapitre 5

Chapitre 5 : Etude Des Eléments Structuraux

1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

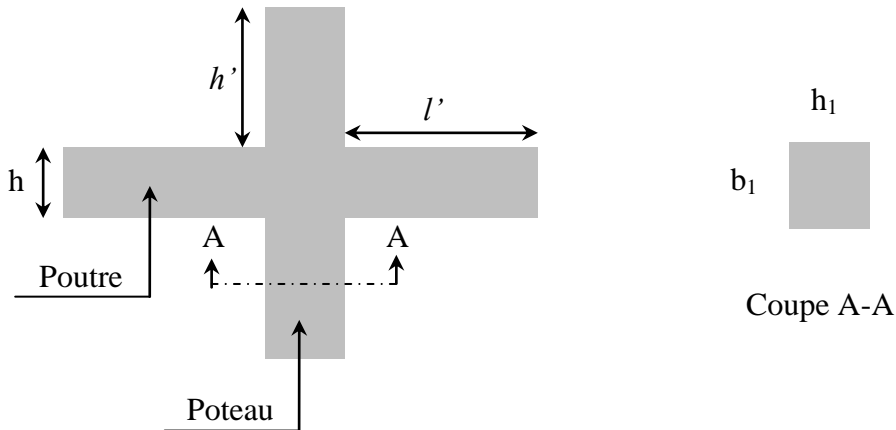


Figure 5.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	75×75	45	225	337.5
1 ^{er} étage	75×70	42	210	315
2 ^{ème} étage	70×70	39.2	196	294
3 ^{ème} étage	70×65	36.4	182	273
4 ^{ème} étage	70×65	36.4	182	273
5 ^{ème} étage	70×65	36.4	182	273
6 ^{ème} étage	65×60	31.2	156	234
7 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
1 ^{er} niveau duplex	50×50	20	100	150

2 ^{ème} niveau duplex	40×40	12.8	64	96
--------------------------------	-------	------	----	----

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_t^{min}$zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

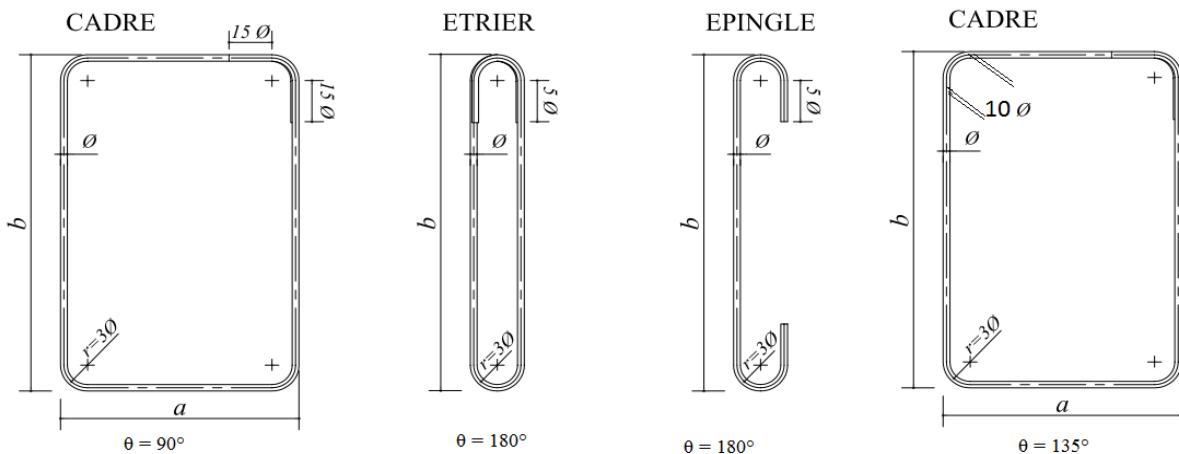


Figure 5.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	-3202.123	-170.59	-5.457	147.23	-212.78	-1682.81	147.063
Etage1	-2390.679	-85.8583	-10.325	69.08	-174.7495	-1488.784	143.571
Etage 2	-2090.724	-32.1632	-27.681	82.9198	-173.7785	-1306.676	152.214
Etage 3	-1802.446	-34.9441	-15.497	24.1677	-170.3101	-1129.365	154.067
Etage 4	-1532.887	30.5166	-104.41	19.0513	-162.2667	-955.617	-145.83
Etages 5	-1278.946	30.2705	-201.572	54.8	-150.0283	-781.147	-145.83
Etages 6	-1031.409	26.9654	-19.452	-16.5513	138.6926	-477.382	-115.758
Etages 7	-827.98	58.7429	-33.033	20.2692	124.8239	-480.8239	-115.328
1 ^{er} niveau duplex	-586.782	41.05	-0.064	23.34	-110.6006	-328.852	-71.965
2 ^{ème} niveau duplex	-284.544	85.4535	-2.019	21.6578	85.4335	-284.544	-99.211

2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	75×75	S.P.C	5.09	45	45.74	12HA20+4HA16
ETAGE1	75×70	S.P.C	2.27	42	45,74	14HA20
ETAGE2	70×70	S.P.C	2,63	39.32	41.21	12HA20+2HA12
Etages 3et4et5	70×65	S.P.C	0.8	36.4	37.7	12HA20

Etage 6	65×60	S.P.C	0.47	31.2	33,17	10HA20
Etages 7	60×60	S.P.C	0.45	28.8	29,65	8HA20+2HA16
1 ^{er} niv duplex	50×50	S.P.C	1,99	20	20,61	6HA20+2HA12
2 ^{ème} niv duplex	40×40	S.P.C	3.31	12.8	12.56	4HA16+4HA12

Tableaux 5.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC	Etage 1	Etage2	Etages 3et4et5	Etage 6	Etages 7	1 ^{er} niv duplex	2 ^{ème} niv duplex
Sections	75×75	70×75	70×70	65×70	60×65	60×60	50×50	40×40
$\phi_t^{min}(cm)$	1,2	2	1,2	2	2	1,6	1.2	1.2
$l_f (cm)$	154.7	154.7	154.7	154.7	154.7	154.7	140.7	140.7
λ_g	7.145	7.145	7.655	7.655	8.246	8.932	9.751	12.182
V(KN)	147.063	143.571	152.214	154.067	115.758	115.328	71.965	99.211
t_{zone nodal}(cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{zone courante}(cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
$A_t(cm^2)$	1.22	1.19	1.26	1.28	0.96	0.96	0.59	0.82
$A_t^{min}(cm^2)$	2.25	2.25	2.1	2.1	1.95	1.8	1.5	1.2
$A_t^{adop}(cm^2)$	3.14	3.14	3.14	3.14	2.01	2.01	2.01	2.01
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

D’après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots .Vérifiée$$

2.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l’exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(Br \geq Br^{calc})$		condition
					Br	Br^{calc}	
RDC	3202.123	0.126	7.145	0.843	0.53	0.17	Vérifiée
étage 1	2390.679	0.2165	7.145	0.842	0.49	0.12	Vérifiée
étage 2	2090.724	0.2021	7.655	0.842	0.46	0.11	Vérifiée
étages 3,4,5	1802.446	0.2021	7.655	0.84	0.42	0.09	Vérifiée
étage 6	1031.41	0.1876	8.246	0.84	0.36	0.05	Vérifiée
étage 7	827.98	0.1732	8.949	0.839	0.39	0.04	Vérifiée
1 ^{er} NV duplexe	586.78	0.1443	9.75	0.837	0.23	0.03	Vérifiée
2 ^{ème} NV duplexe	284.54	0.11	12.18	0.83	0.14	0.01	Vérifiée

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

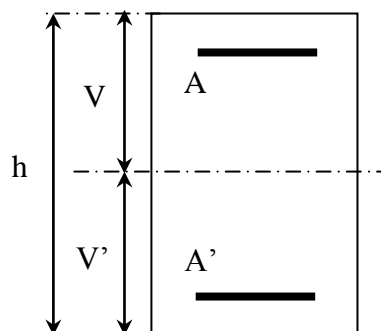


Figure 5.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	étage 1	étage 2	étages 3,4,5	étage 6	étage 7	1 ^{er} NV duplexe	2 ^{er} NV duplexe
Sections	75×75	70×75	70×70	65×70	60×65	60×60	50×50	40×40
d (cm)	0.72	0.72	0.72	0.67	0.62	0.57	0.47	0.37
A (cm ²)	46.24	43.93	39.96	37.7	31.42	29.15	21.11	12.56
V (cm)	44.32	44.42	41.29	41.37	38.24	35.27	29.45	23.24
V' (cm)	30.67	30.57	28.71	28.62	26.758	24.72	20.55	16.76
I_{yy} (m ⁴)	0.0396	0.0371	0.0299	0.0279	0.020	0.0159	0.0077	0.003
N_{ser} (MN)	1.965	1.742	1.526	1.315	1.119	0.604	0.429	0.22
M_{ser} (MN.m)	0.00856	0.029	0.02343	0.02545	0.04273	0.02533	0.05297	0.069
M_{serG} (MN.m)	0.1428	0.1352	0.1061	0.0967	0.0744	0.052	0.0628	0.0767
σ_{bc1} (MPa)	3.65	3.48	3.26	3.03	3.02	1.79	1.96	1.97
σ_{bc2} (MPa)	4.6	4.43	4.13	3.88	3.89	2.49	3.39	5.66
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	75×75	154.7	7.145	0,075	72	147.063	0.27	1,875	Vérifiée
Etage1	75×70	154.7	7.145	0,075	72	143.571	0.28	1,875	Vérifiée
Etage2	70×70	154.7	7.655	0,075	67	152.214	0.32	1,875	Vérifiée
Etages 3.4.5	70×65	154.7	7.655	0,075	67	154.067	0.35	1,875	Vérifiée
Etages 6	65×60	154.7	8.246	0,075	62	115.758	0.31	1,875	Vérifiée
Etages 7	60×60	154.7	8.949	0,075	57	115.328	0.33	1,875	Vérifiée
1 ^{er} niv duplex	50×50	140.7	9.75	0,075	47	-71.965	0.3	1,875	Vérifiée
2 ^{ème} niv duplex	40×40	140.7	12.18	0,075	37	-99.211	0.67	1,875	Vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau 5.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3,4,5	Etage 6	Etage 7	1 ^{er} NV	2 ^{ème} NV
Sections	75×75	75×70	70×70	70×65	65×60	60×60	50×50	40×40
L'(cm)	P.P	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70
h'(cm)	75	75	70	70	65	60	51	51

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 86\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

Schémas de ferrailage

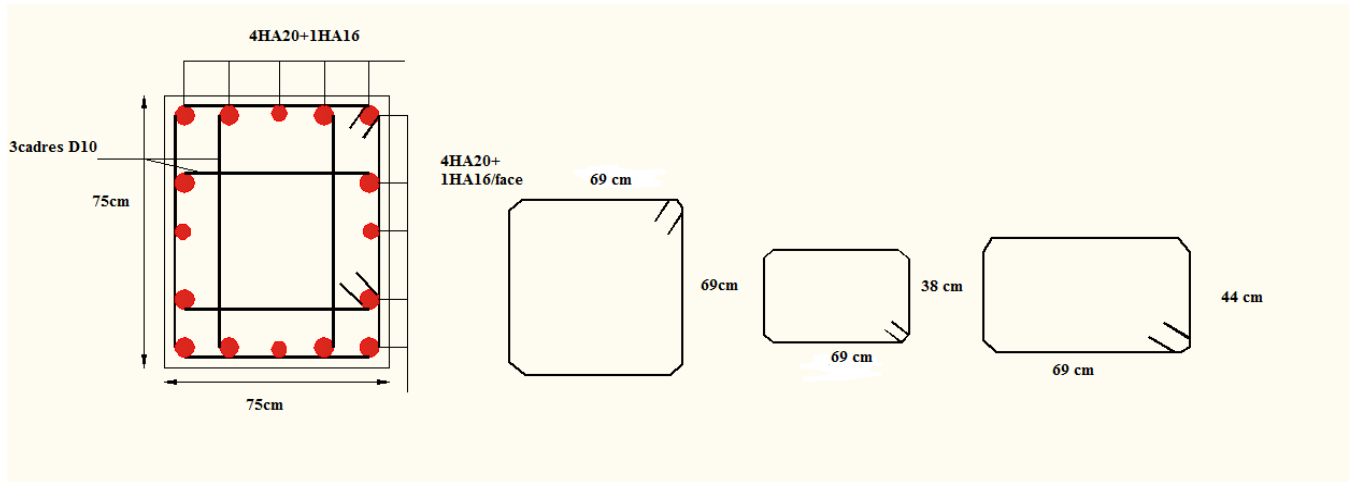


Figure 5.4. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC.

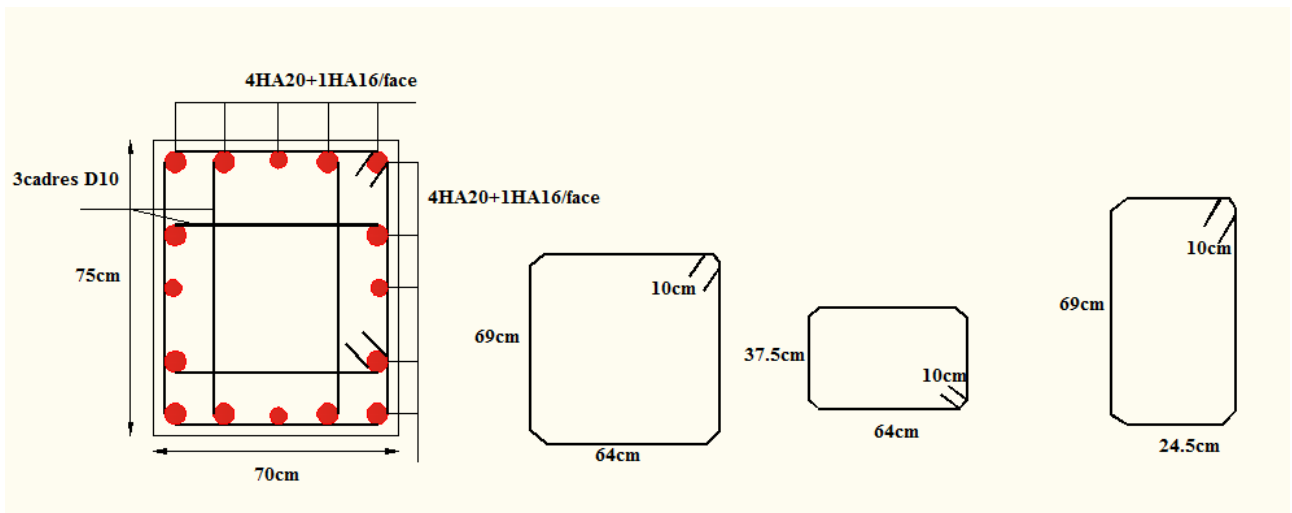


Figure 5.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étage 1

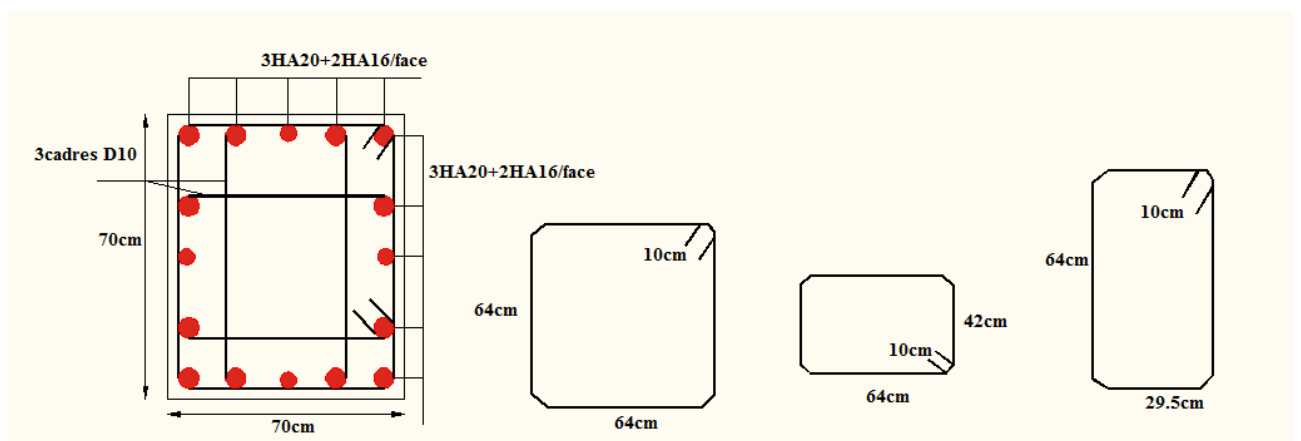


Figure 5.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étage 2

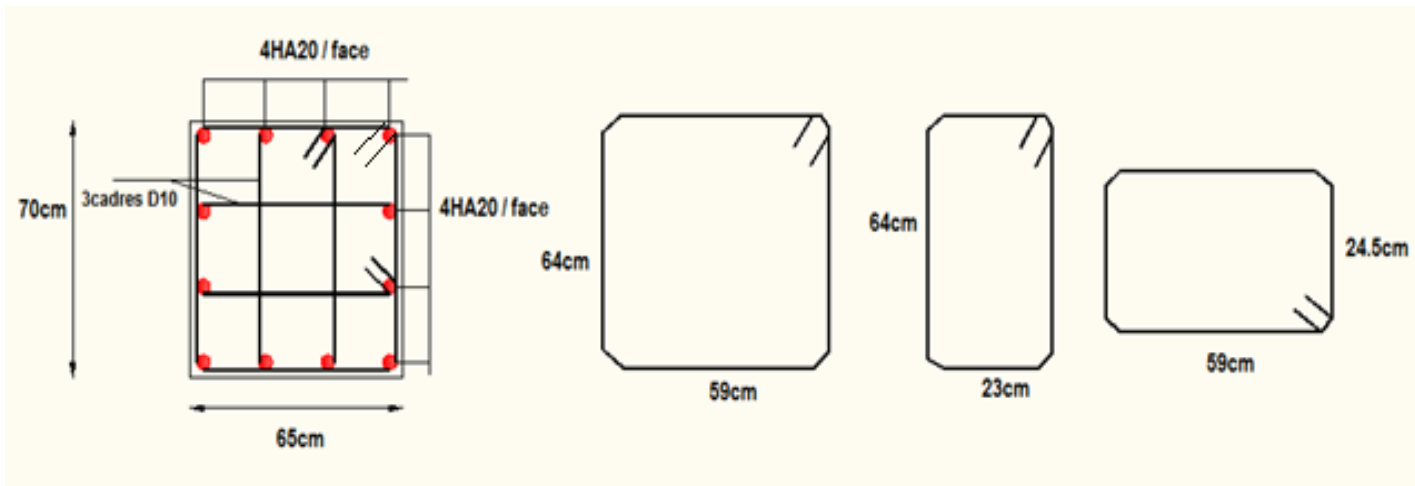


Figure 5.7. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3,4,5

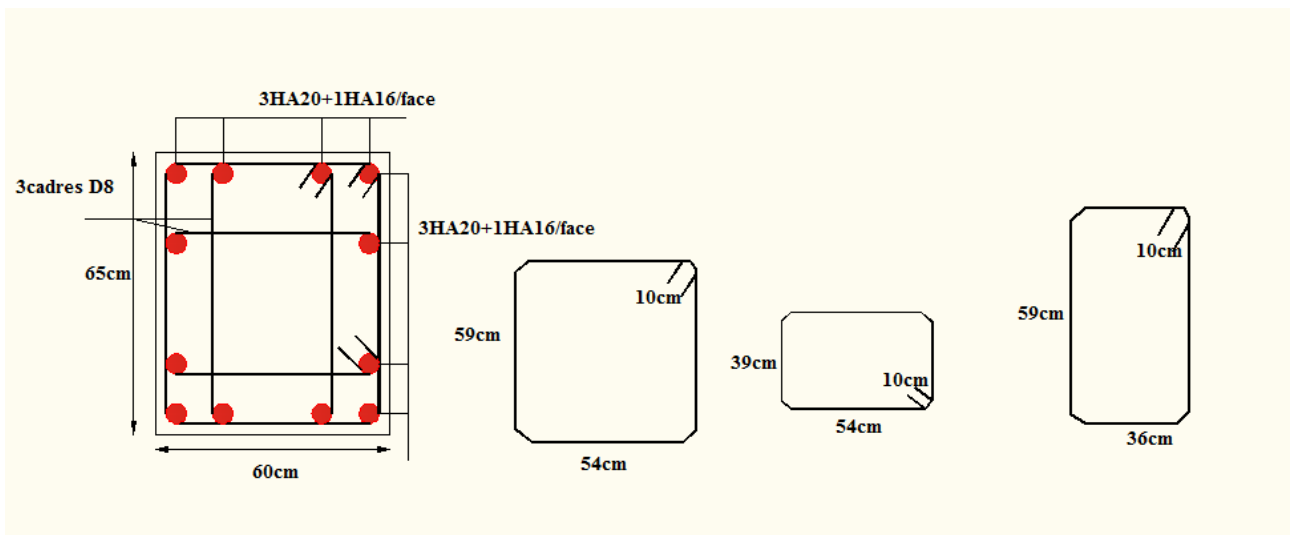


Figure 5.8. Schéma de ferrailage des poteaux d'étage 6

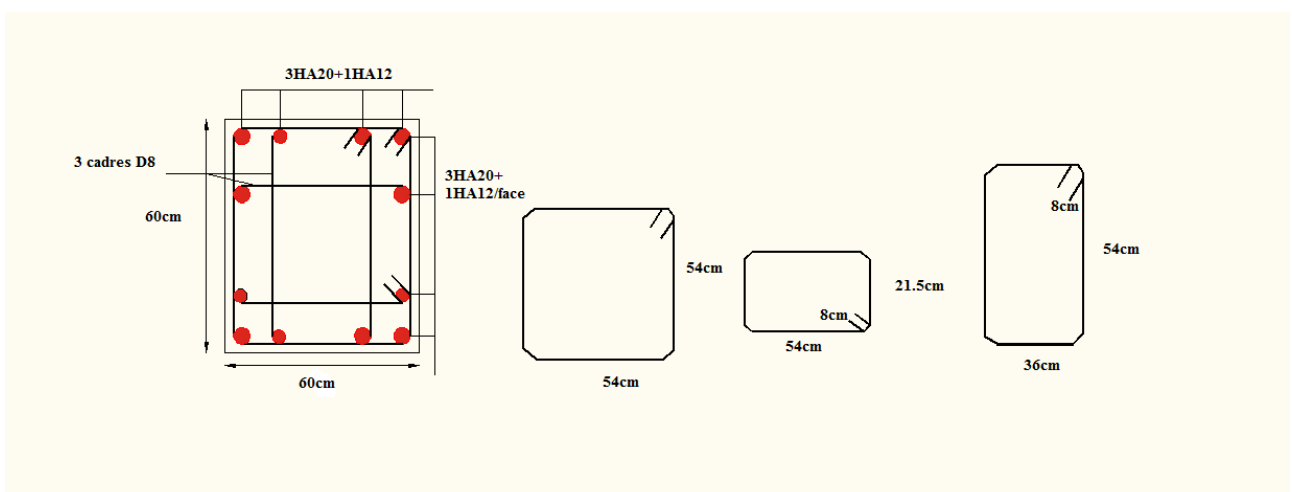


Figure 5.9. Schéma de ferrailage des poteaux d'étage 7

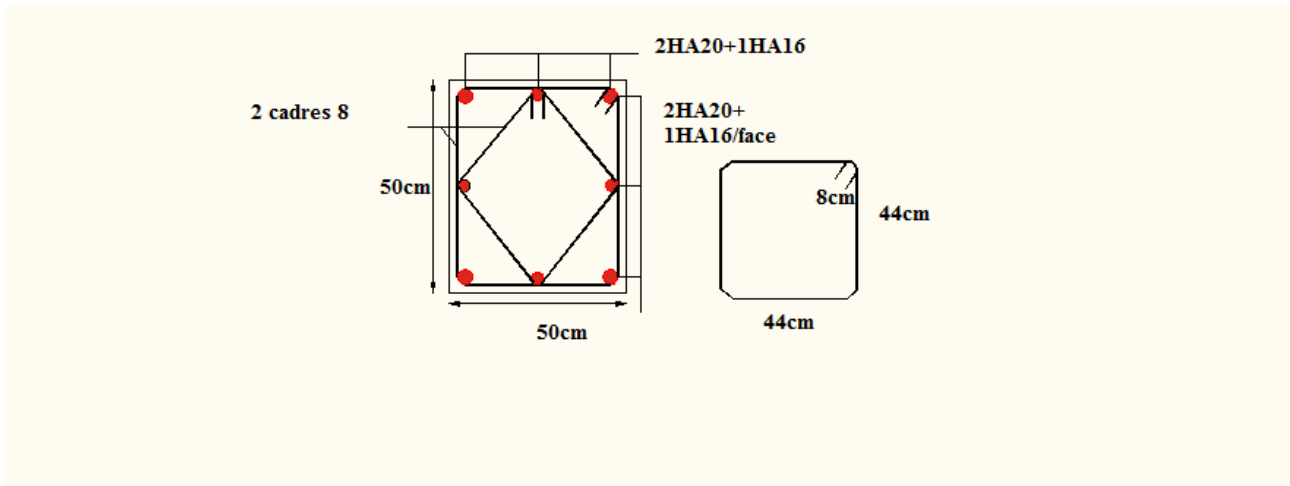


Figure 5.10. Schéma de ferrailage des poteaux de 1^{er} niveau duplexe.

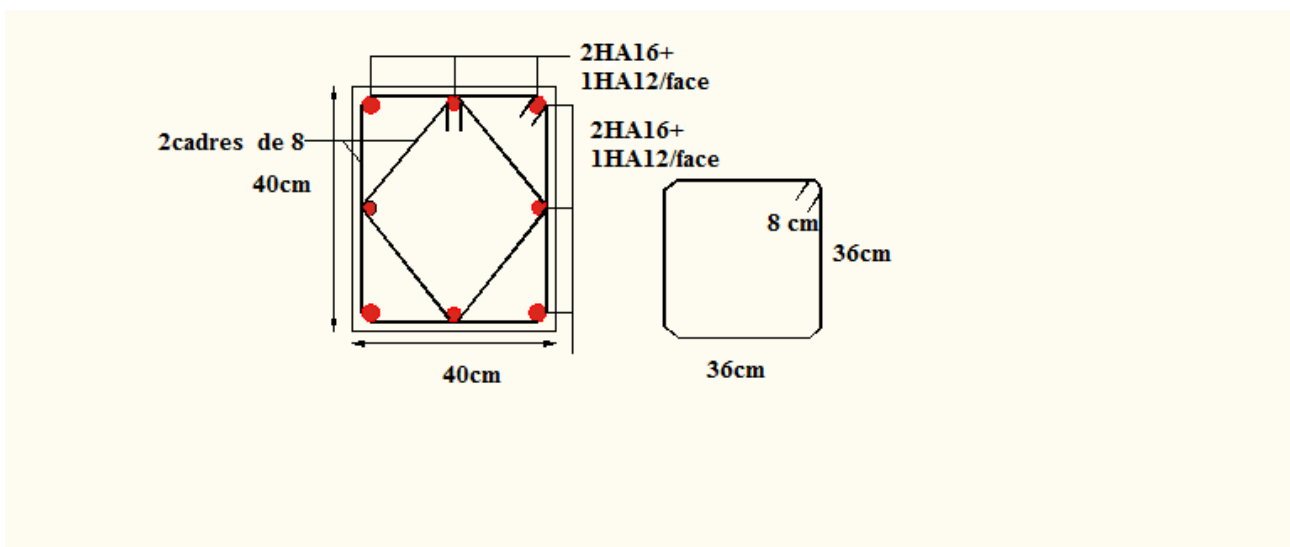


Figure 5.11. Schéma de ferrailage des poteaux de 2^{ème} niveau duplexe.

3. Etude des poutres

➤ Poutres principales :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

3.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau 5.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	81.06	5.98	6.03	6	3HA16
	Appui	-109.33	9.84	10.65	6	3HA14+3HA16
Etages 1	Travée	109.08	9.8	10.65	6	3HA14+3HA16
	Appui	-121.06	11.22	11.43	6	3HA12+4HA16
Etages 2	Travée	113.96	10.23	10.65	6	3HA14+3HA16
	Appui	-121.15	11.23	11.43	6	3HA12+4HA16
Etages 3	Travée	106.33	9.54	10.65	6	3HA14+3HA16
	Appui	-109.52	9.83	10.65	6	3HA14+3HA16
Etages 4	Travée	91.76	7.79	8.01	6	3HA12+3HA14
	Appui	-106.16	9.57	10.65	6	3HA14+3HA16

Etages 5	Travée	77.54	6.75	7.6	6	4HA12+2HA14
	Appui	-107.4	9.64	10.65	6	3HA14+3HA16
Etages 6	Travée	75.48	6.57	7.6	6	4HA12+2HA14
	Appui	-107.92	9.65	10.65	6	3HA14+3HA16
Etages 7	Travée	78.5	6.84	7.6	6	4HA12+2HA14
	Appui	-116.31	10.11	10.65	6	3HA14+3HA16
1 ^{er} niv duplex	Travée	96.59	8.41	9.11	6	3HA16+2HA14
	Appui	-126.3	11.71	12.66	6	4HA16+3HA14
2 ^{ème} duplex	Travée	95.18	8.29	9.11	6	3HA16+2HA14
	Appui	-119.14	10.7	10.65	6	3HA14+3HA16

Tableau 5.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	68.39	6.78	6.88	5.35	3HA14+2HA12
	appui	-77.25	7.93	8.01	5.35	3HA14+3HA12
Etages 1	Travée	95.12	10.12	10.3	5.35	4HA16+2HA12
	appui	-90.96	9.33	9.42	5.35	2HA16+3HA12
Etages 2	Travée	63.53	6.3	6.47	5.35	2HA14+3HA12
	appui	-68.26	6.76	6.88	5.35	3HA14+2HA12
Etages 3	Travée	103.39	11	11.12	5.35	4HA16+2HA14
	appui	-83.49	8.57	8.83	5.35	5HA14+1HA12
Etages 4	Travée	96.69	10.29	10.37	5.35	6HA14+1HA12
	appui	-72.27	7.16	7.29	5.35	4HA14+1HA12
Etages 5	Travée	85.06	8.79	9.11	5.35	3HA16+2HA14
	appui	-58.64	5.83	6.16	5.35	4HA14
Etages 6	Travée	73.03	7.49	7.7	5.35	5HA14
	appui	-50.26	4.98	5.65	5.35	5HA12
Etages 7	Travée	62.66	6.23	6.47	5.35	2HA14+3HA14
	appui	-41.53	3.98	5.65	5.35	5HA12
1 ^{er} nv	Travée	44.26	4.24	5.65	5.35	5HA12

duplexe	appui	-42.28	4.013	5.65	5.35	5HA12
2 ^{ème} nv duplexe	Travée	49.17	4.71	5.65	5.35	5HA12
	appui	-33.37	3.24	5.65	5.35	5HA12

❖ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

En zone nodale: $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ *Vérifiée*

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus sollicitées

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	condition
Principale	244.23	2,2	3,33	Vérifiée
Secondaires	161.88	1.68	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 5.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	244.23	-126.3	9,11	7,02	- 3,62	Vérifiée
Secondaires	161.88	-90.97	11,09	4,65	- 3,22	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 5.13. Vérification de l'état limite de compression du béton(PP)

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		condition
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
RDC	Travée	25.16	6.03	12.06	69809.36	4.34	15	Vérifiée
	Appui	-68.01	10.65	14.97	104199.08	9.77	15	Vérifiée
Etage1	Travée	25.14	10.65	14.97	104199.08	3.61	15	Vérifiée
	Appui	-67.91	11.43	15.36	109278.13	9.55	15	Vérifiée
Etage2	Travée	25.06	10.65	14.97	104199.08	3.6	15	Vérifiée
	Appui	-67.91	11.43	15.36	109278.13	9.55	15	Vérifiée
Etage3	Travée	25	10.65	14.97	104199.08	9.75	15	Vérifiée
	Appui	-68.02	10.65	14.97	104199.08	9.77	15	Vérifiée
Etage4	Travée	25.61	8.01	13.44	85427.93	4.03	15	Vérifiée
	Appui	-68.13	10.65	14.97	104199.08	9.79	15	Vérifiée
Etage5	Travée	26.05	7.6	13.17	82261.03	4.17	15	Vérifiée
	Appui	-68.15	10.65	14.97	104199.08	9.79	15	Vérifiée
Etage6	Travée	30.48	7.6	13.17	82261.03	4.88	15	Vérifiée
	Appui	-67.94	10.65	14.97	104199.08	9.76	15	Vérifiée

Etage7	Travée	26.71	7.6	13.17	82261.03	4.28	15	Vérifiée
	Appui	-70.38	10.65	14.97	104199.08	10.11	15	Vérifiée
1er niv duplex	Travée	60.57	9.11	14.12	93570.72	9.14	15	Vérifiée
	Appui	-78.22	12.66	15.94	116917.36	10.66	15	Vérifiée
2 éme niv duplex	Travée	27.13	9.11	14.12	93570.72	4.09	15	Vérifiée
	Appui	-60.38	10.65	14.97	104199.08	8.67	15	Vérifiée

Remarque : On remarque que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

Tableau 5.14. Vérification de l'état limite de compression du béton(PS)

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
RDC	Travée	9.5	6.88	11.68	56474.44	1.96	15	Vérifiée
	Appui	23.12	8.01	12.38	62897.89	4.55	15	Vérifiée
Etage1	Travée	11.75	10.3	13.58	74657.77	2.14	15	Vérifiée
	Appui	23.59	9.42	13.15	70318.2	4.41	15	Vérifiée
Etage2	Travée	11.86	6.47	11.4	54024.61	2.5	15	Vérifiée
	Appui	23.75	6.88	11.68	56474.44	4.91	15	Vérifiée
Etage3	Travée	12.08	11.12	13.96	78521.75	2.15	15	Vérifiée

	Appui	23.93	8.83	12.84	67287.25	4.57	15	Vérifiée
Etage4	Travée	14.79	10.37	13.62	74994.16	2.69	15	Vérifiée
	Appui	24.11	7.29	11.94	58858.7	4.89	15	Vérifiée
Etage5	Travée	16	9.11	12.99	68738.37	3.02	15	Vérifiée
	Appui	23.91	6.16	11.15	51816.29	3.44	15	Vérifiée
Etage6	Travée	17.78	7.7	12.19	61181.05	3.19	15	Vérifiée
	Appui	24.71	5.65	10.81	48911.59	5.46	15	Vérifiée
Etage7	Travée	18.52	6.47	11.4	54024.61	3.91	15	Vérifiée
	Appui	24.11	5.65	10.81	48911.59	5.33	15	Vérifiée
1er niv duplex	Travée	18.3	5.65	10.81	48911.59	4.01	15	Vérifiée
	Appui	36.21	5.65	10.81	48911.59	8	15	Vérifiée
2 éme niv duplex	Travée	12.84	5.65	10.81	48911.59	2.84	15	Vérifiée
	Appui	14.32	5.65	10.81	48911.59	3.17	15	Vérifiée

Remarque : On remarque que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 38,43\text{cm} \\ A = 6,03\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 32,31 \text{ cm} \\ A = 5,65\text{cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3. Schémas de ferrailage

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

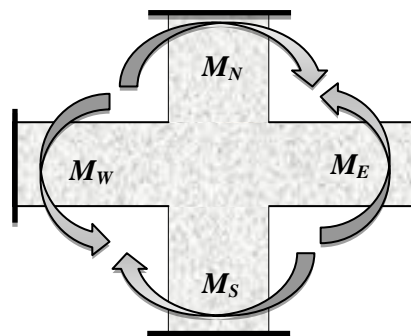
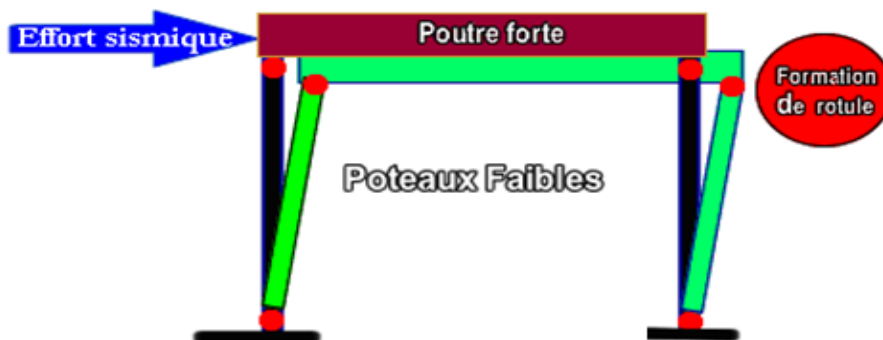


Figure 5.12. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



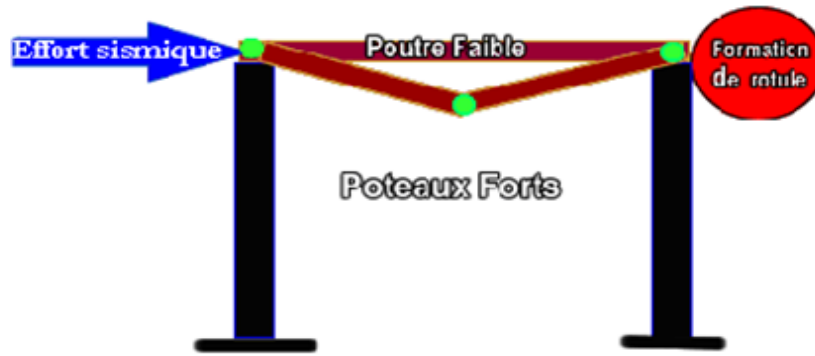


Figure 5.13. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d’armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 5.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	75	67.5	46.24	348	1086.18
Etage1	75	67.5	43.93	348	1031.92
Etage2	70	63	39.32	348	862.25
Etage3,4,5	70	63	36.4	348	798.03
Etage6	65	58.5	31.2	348	635.17
Etage7	60	54	28.8	348	541.02
1 ^{er} niv duplex	50	45	20	348	313.2
2 ^{ème} niv duplex	40	36	12.8	348	160.35

Tableau 5.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0,4	0,36	9.84	348	123.27
Etages 1	0,4	0,36	11.22	348	140.56
Etages 2	0,4	0,36	11.23	348	140.56

Etages 3	0,4	0,36	9.83	348	123.7
Etages 4	0,4	0,36	9.57	348	119.89
Etages 5	0,4	0,36	9.64	348	120.76
Etages 6	0,4	0,36	9.65	348	120.76
Etages 7	0,4	0,36	10.11	348	126.65
1 ^{er} niv duplex	0,4	0,36	11.71	348	146.7
2 ^{ème} niv duplex	0,4	0,36	10.7	348	134.04

Tableau 5.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	0,35	0,315	10.65	348	116.75
Etage 1	0,35	0,315	11.43	348	125.95
Etage2	0,35	0,315	9.21	348	100.96
Etage3	0,35	0,315	12.66	348	138.77
Etage4	0,35	0,315	11.43	348	125.95
Etage5	0,35	0,315	10.65	348	116.75
Etage6	0,35	0,315	9.11	348	99.86
Etage7	0,35	0,315	8.01	348	87.8
1 ^{er} duplex	0,35	0,315	7.6	348	83.31
2 ^{ème} niv duplex	0,35	0,315	6.03	348	66.1

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau 5.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	condition
R.D.C	1086.18	1031.92	2118.1	123.27	123.27	308.18	Vérifiée
Etage1	1031.92	862.25	1894.17	140.56	140.56	351.4	Vérifiée
Etage2	862.25	798.03	1660.28	140.56	140.56	351.4	Vérifiée
Etage3	798.03	635.17	1433.2	123.7	123.7	309.25	Vérifiée
Etage4	635.17	635.17	1270.34	119.89	119.89	299.72	Vérifiée
Etage5	635.17	635.17	1270.34	120.76	120.76	301.9	Vérifiée
Etage6	635.17	541.02	1176.19	120.76	120.76	301.9	Vérifiée

Etage7	541.02	313.2	854.22	126.65	126.65	316.62	Vérifiée
1 ^{er} niv duplex	313.2	160.35	473.55	146.7	146.7	366.75	Vérifiée

Tableau 5.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	condition
R.D.C	1086.18	1031.92	2118.1	116.75	116.75	291.88	Vérifiée
Etage1	1031.92	862.25	1894.17	125.95	125.95	314.87	Vérifiée
Etage2	862.25	798.03	1660.28	100.96	100.96	252.4	Vérifiée
Etage3	798.03	635.17	1433.2	138.77	138.77	346.92	Vérifiée
Etage4	635.17	635.17	1270.34	125.95	125.95	314.87	Vérifiée
Etage5	635.17	635.17	1270.34	116.75	116.75	291.88	Vérifiée
Etage6	635.17	541.02	1176.19	99.86	99.86	249.65	Vérifiée
Etage7	541.02	313.2	854.22	87.8	87.8	219.5	Vérifiée
1 ^{er} niv duplex	313.2	160.35	473.55	83.31	83.31	208.28	Vérifiée

Exemple de schéma de ferrailage.

➤ **Ferrailage de la poutre principale(RDC)**

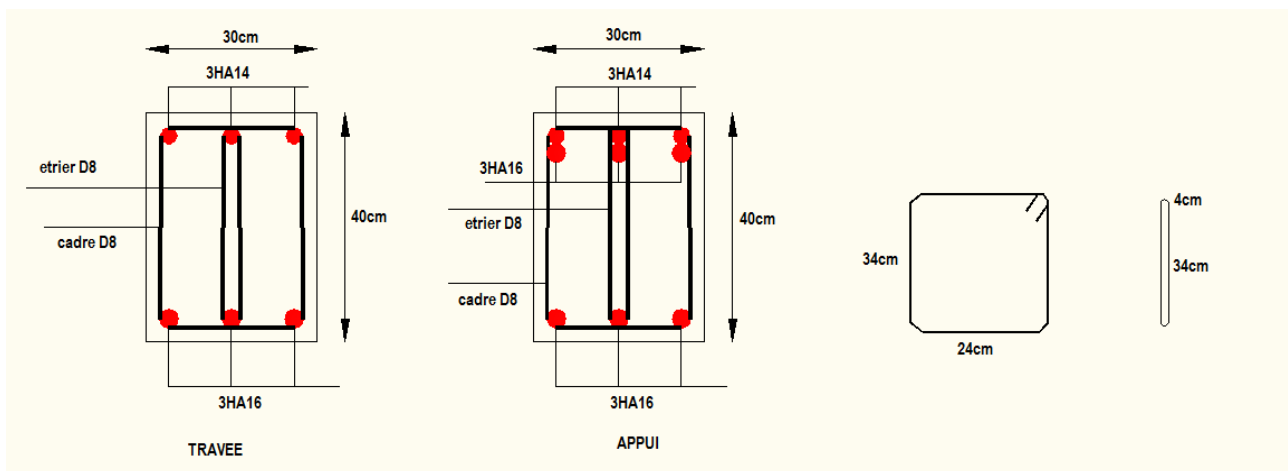


Figure 5.14. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

4. Étude des voiles

4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espaceur des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_d$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Remarque : les voiles seront calculés en fonction de sens et de leurs longueur, et on opte pour un seul type de ferrailages dans tous les niveaux.

Ferrailage des voiles selon le sens x-x :

Tableau 5.20. Sollicitations et ferrailage du voile L=5.5m

Section	0,15×5.5
N(KN)	1359.49
M(KN.m)	2852.2
V(KN)	363.74
τ (MPa)	0.6
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	30.21
A_{min} (cm ²)	12.38
L_t	1.55
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4.65
$N^{barre}/face$	20HA14

$A_{z.tendu}$	30.79
S_t (cm)	48
A_{min}^{comp} (cm ²)	3.6
$A_{z.compr}$	4.52
$N^{barre}/face$	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.64
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau .5.21. Sollicitations et ferrailage du voile L=4.3m

Section	0,15×5
N(KN)	1755.25
M(KN.m)	3024.57
V(KN)	507.38
τ (MPa)	1.05
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	37.38
A_{min} (cm ²)	11.25
L_t	1.29
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3.87
$N^{barre}/face$	25HA14
$A_{z.tendu}$	38.49
S_t (cm)	21
A_{min}^{comp} (cm ²)	3.63
$A_{z.compr}$	3.93
$N^{barre}/face$	5HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0.99
A_h^{min} (cm ²)	0.45

A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{barre}	2HA10
S_t (cm)	20

Tableau 5.22. Sollicitations et ferrailage du voile L=2.85m

Section	0,15×2.85
N(KN)	1223.42
M(KN.m)	946.26
V(KN)	225.17
τ (MPa)	0.82
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	23.89
A_{min} (cm ²)	6.41
L_t	0.55
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.75
$N^{barre}/face$	16HA14
$A_{z.tendu}$	24.63
S_t (cm)	25
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.63
$A_{z.compr}$	3.08
$N^{barre}/face$	2HA14
A_h^{cal} (cm ²)	0.77
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5.23. Sollicitations et ferrailage du voile L=2m

Section	0,15×2
N(KN)	663.87
M(KN.m)	436.04

V(KN)	112.23
τ (MPa)	0.58
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	14.07
A_{min} (cm ²)	4.5
L_t	0.49
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.01
$N^{barre}/face$	13HA12
$A_{z.tendu}$	14.7
S_t (cm)	19
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.52
$A_{z.compr}$	1.57
$N^{barre}/face$	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0.55
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5.24. Sollicitations et ferrailage du voile L=1.5m

Section	0.15×1.5
N(KN)	499.23
M(KN.m)	18.21
V(KN)	65.08
τ (MPa)	0.42
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	6.59
A_{min} (cm ²)	3.37
L_t	0.64
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.22
$N^{barre}/face$	14HA8

$A_{z.tendu}$	7.04
S_t (cm)	11cm
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.33
$A_{z.compr}$	1.01
$N^{barre}/face$	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0.39
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5.25. Sollicitations et ferrailage du voile L=1.2m

Section	0,15×1.2
N(KN)	193.46
M(KN.m)	105.02
V(KN)	65.08
τ (MPa)	0.53
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	4.8
A_{min} (cm ²)	2.7
L_t	0.38
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.44
$N^{barre}/face$	10HA8
$A_{z.tendu}$	5.03
S_t (cm)	13
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.66
$A_{z.compr}$	1.01
$N^{barre}/face$	12HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0.49

A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N_{barre}	2HA8
S_t (cm)	10

Tableau 5.26. Sollicitations et ferrailage du voile L=1m

Section	0,15×1
N(KN)	499.23
M(KN.m)	18.21
V(KN)	65.08
τ (MPa)	0.67
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	6.8
A_{min} (cm ²)	2.25
L_t	0.39
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.22
$N_{barre}/face$	9HA10
$A_{z.tendu}$	7.07
S_t (cm)	11
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.33
$A_{z.compr}$	1.01
$N_{barre}/face$	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0.63
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N_{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Ferraillage des voiles suivant le sens y-y :**Tableau 5.27.** Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1m

Section	0.15×1
N(KN)	440.79
M(KN.m)	90.169
V(KN)	80.65
τ (MPa)	0.84
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	8.5
A_{min} (cm ²)	2.25
L_t (m)	0.09
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.28
$N^{barre}/face$	8HA12
$A_{z.tendu}$	9.05
S_t (cm)	14
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.22
$A_{z.compr}$	2.26
$N^{barre}/face$	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.78
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{barre}	2HA10
S_t (cm)	20

Tableau 5. 28. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1.5m

Section	0.15×1.5
N(KN)	603.29
M(KN.m)	192.54

V(KN)	94.93
τ (MPa)	0.66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	11.03
A_{min} (cm ²)	3.37
L_t (m)	0.16
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.17
$N^{barre}/face$	10HA12
$A_{z.tendu}$	11.31
S_t (cm)	17
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.76
$A_{z.compr}$	2.26
$N^{barre}/face$	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.62
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5. 29.Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=1.8m

Section	0.15×1.8
N(KN)	807.98
M(KN.m)	271.92
V(KN)	118.89
τ (MPa)	0.68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	14.12
A_{min} (cm ²)	4.05
L_t (m)	0.1
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.29

$N^{barre}/face$	10HA14
$A_{z.tendu}$	15.39
S_t (cm)	26
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.41
$A_{z.compr}$	3.39
$N^{barre}/face$	3HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.64
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{barre}	2HA10
S_t (cm)	20

Tableau 5.30. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=2m

Section	0.15×2
N(KN)	791.47
M(KN.m)	540.81
V(KN)	162.57
τ (MPa)	0.83
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	17.05
A_{min} (cm ²)	4.5
L_t (m)	0.51
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.98
$N^{barre}/face$	16HA12
$A_{z.tendu}$	18.1
S_t (cm)	13
A_{min}^{comp} (cm ²)	1.46
$A_{z.compr}$	1.57
$N^{barre}/face$	2HA10
A_h^{cal} (cm ²)	0.78

A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N_{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5. 31. Sollicitations et ferrailages des voiles de longueur L=2.5m

Section	0.15×2.5
N(KN)	745.17
M(KN.m)	537.41
V(KN)	193.49
τ (MPa)	0.8
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	14.94
A_{min} (cm ²)	5.62
L_t (m)	0.53
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.58
$N_{barre}/face$	14HA12
$A_{z.tendu}$	15.83
S_t (cm)	22
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.17
$A_{z.compr}$	2.26
$N_{barre}/face$	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.75
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N_{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Tableau 5. 32.Sollicitations et ferrillages des voiles de longueur $L=3.5m$

Section	0.15×3.5
N(KN)	933.55
M(KN.m)	1407.71
V(KN)	297.55
τ (MPa)	0.88
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
A_{cal} (cm ²)	22.3
A_{min} (cm ²)	7.87
L_t (m)	1.07
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3.22
$N^{barre}/face$	15HA14
$A_{z.tendu}$	23.09
S_t (cm)	35
A_{min}^{comp} (cm ²)	2.03
$A_{z.compr}$	3.39
$N^{barre}/face$	3HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0.83
A_h^{min} (cm ²)	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{barre}	2HA8
S_t (cm)	20

Exemple de ferrailage :

Ferrailage de voile de longueur $L=2.5\text{m}$ suivant le sens y-y(RDC)

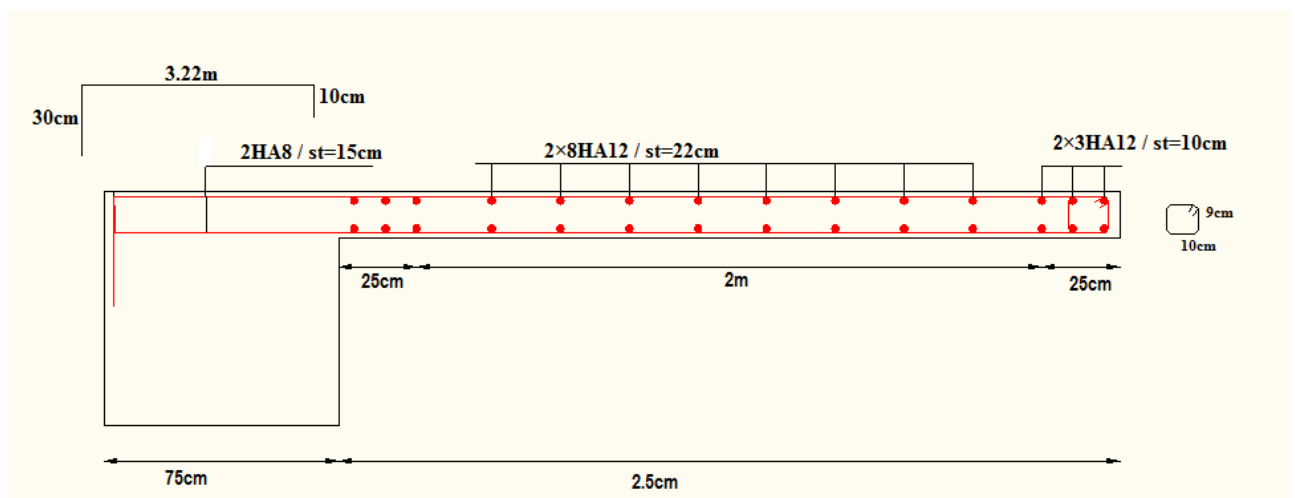


figure 5.15.schéma de ferrailage de voile se longueur $L=2.5\text{m}$ (RDC).

Conclusion :

Vu l'importance des dimensions structurales et la irrégularité en plan et en élévation, notre structure nécessite un ferrailage assez important pour répondre aux efforts qui la sollicite, ainsi une diversité dans le ferrailage surtout dans les voiles, vu les types de voiles utilisés dans notre structure

Chapitre 6

Chapitre 6 : fondations

1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$
- $G+Q$
- $1.35G+1.5Q$

3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N + P_{semelle}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14. $N = 3598.157 KN$

$P_{semelle}$: poids de la semelle isolé. ($P_{semelle}=19.687KN$)

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 bar$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \implies A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,75}{0,75} \times \frac{3.598157 + 0.0196}{0.15}} \Rightarrow B \geq 4.9 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,66m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

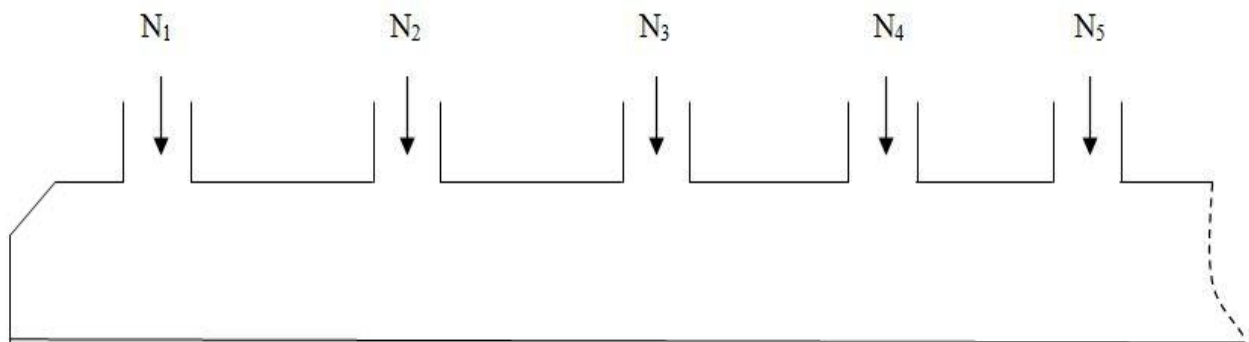


Figure 3.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N + P_{semelle}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1479.31 \text{ KN} ; N_2 = 1994.43 \text{ KN} ; N_3 = 3598.43 \text{ KN} ; N_4 = 2028.9 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1958.55 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 11059.62 \text{ KN}$$

$P_{semelle}$: poids de la semelle filante.

$$P_{semelle} = 341.25 \text{ KN}.$$

$$B \geq \frac{(11059.62 + 341.25) \times 10^{-3}}{0.15 \times 19.5} = 3.89 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.66m, alors il aura un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme un plancher renversé infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.4m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5.4}{20} = 0.27m$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5.85}{10} = 58.5 cm$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.85^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 80.5 cm$$

Donc, $h_t \geq 80.5 cm \Rightarrow h_t = 1.2 m$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{1.2^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.63 m$$

$$L_{max} = 5.4 \leq \frac{\pi}{2} 4.63 = 7.28 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N + P_{rad}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{85.964 + 7.9}{0.15} = 625.76 m^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 639.4 m^2$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure $h_t = 1.2m$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 50cm$;
- Enrobage $d' = 5cm$.
- La surface du radier $S_{rad} = 639.4 m^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

D'après le programme « GEOSEC », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 60489.89 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 16.61 \text{ m} ; \quad I_y = 21456.3 \quad \text{et} \quad Y_G = 9.89$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

N = poids des la structure+le poids de radier

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 90.75 \text{ MN} ; M_x = 21.878 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 60459.34 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{90.75}{639.4} + \frac{21.878}{60459.34} \times 9.89 = 0.14 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{90.75}{639.4} - \frac{21.878}{60459.34} \times 9.89 = 0.13 \end{cases}$$

σ_{max} et σ_{min} Sont supérieure à zéro alors on a un diagramme trapézoïdale.

Ce qui donne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.14 + 0.13}{4} = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 90.75 \text{ MN} ; M_y = 15.921 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 21456.3 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{90.75}{639.4} + \frac{15.921}{21456.3} \times 16.61 = 0.14 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{90.75}{639.4} - \frac{15.921}{21456.3} \times 16.61 = 0.12 \end{cases}$$

σ_{max} et σ_{min} Sont supérieure à zéro alors on a un diagramme rectangulaire trapézoïdale.

Ce qui donne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.14 + 0.12}{4} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

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

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 117536.15 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{117536.15}{2 \times 639.4} \times 5.85 = 537.68 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{565.25 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0.22 \text{ m}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (75×75) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.75 + 1.2 = 1.95 \\ B = b + h_t = 0.75 + 1.2 = 1.95 \end{cases} \Rightarrow U_c = 7.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.5981 \text{ MN} \leq 0,045 \times 7.8 \times 1.2 \times \frac{25}{1,5} = 7.02 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 639.4 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3.06 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 117536.15 \text{ KN} > 1,15 \times 3.06 \times 639.4 \times 10 = 22500.48 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + P_u$$

P_u : le poids de radier

$$Q_u = \frac{117536.15}{639.4} + 25 \times 0.5 \times 1.35 = 200.69 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.85 - 0,75 = 4.1 \text{ m} ; L_y = 6.15 - 0.75 = 5.4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0608 \times 200.69 \times 4.1^2 \\ M_{0y} = 0.5274 \times 205.11 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 205.11 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 108.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 153.83 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 91.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3M_{0x} = -61.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_{0y} = -54.09 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,5) m²

Tableau 6.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
travée	X-X	153.83	10.10	2.6	11.31	10HA12	10
	Y-Y	91.96	9.52	2.4	10.18	9HA12	11
appui	X-X	-61.53	3.97	2.6	4.71	6HA10	16
	Y-Y	-54.09	3.48	2.4	3.93	5HA10	20

• **Condition de non fragilité**

On a e =50 cm > 12 cm et ρ=0,74 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,76}{2}\right) \times 0,3 = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

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

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_x^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_x^{max}}{b \times d} = \frac{298.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.1 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{V_y^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_y^{max}}{b \times d} = \frac{130.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.48 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + P_{ser}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

P_{ser} = poids de radier a l'état limite de service

$$Q_u = \frac{85921.9}{639.4} + 25 \times 0.5 = 146.87 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 165.9 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 109.16 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 124.42 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 92.78 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -49.77 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -54.72 \text{KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	condition
Travée	x-x	124.42	9.26	179749	$6.4 \leq 15$	vérifier	$371.06 \leq 201.63$	Non vérifie
	y-y	92.78	6.7	96498	$6.45 \leq 15$	vérifier	$552.1 \leq 201.63$	Non vérifie
appui	x-x	-49.77	7.5	119531	$3.12 \leq 15$	vérifier	$234.21 \leq 201.63$	Non vérifie
	y-y	-54.72	6.7	96498	$3.8 \leq 15$	vérifier	$325.6 \leq 201.63$	Non vérifie

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans les deux sens, alors on recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 6.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-4})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	124.42	0.267	0.028	12.97	13.57	12HA12	8
	y-y	92.78	0.199	0.024	9.67	10.18	9HA12	11
Appui	x-x	-49.77	0.107	0.017	5.17	5.5	7HA10	14
	y-y	-54.72	0.117	0.018	5.68	6.28	8HA10	12

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

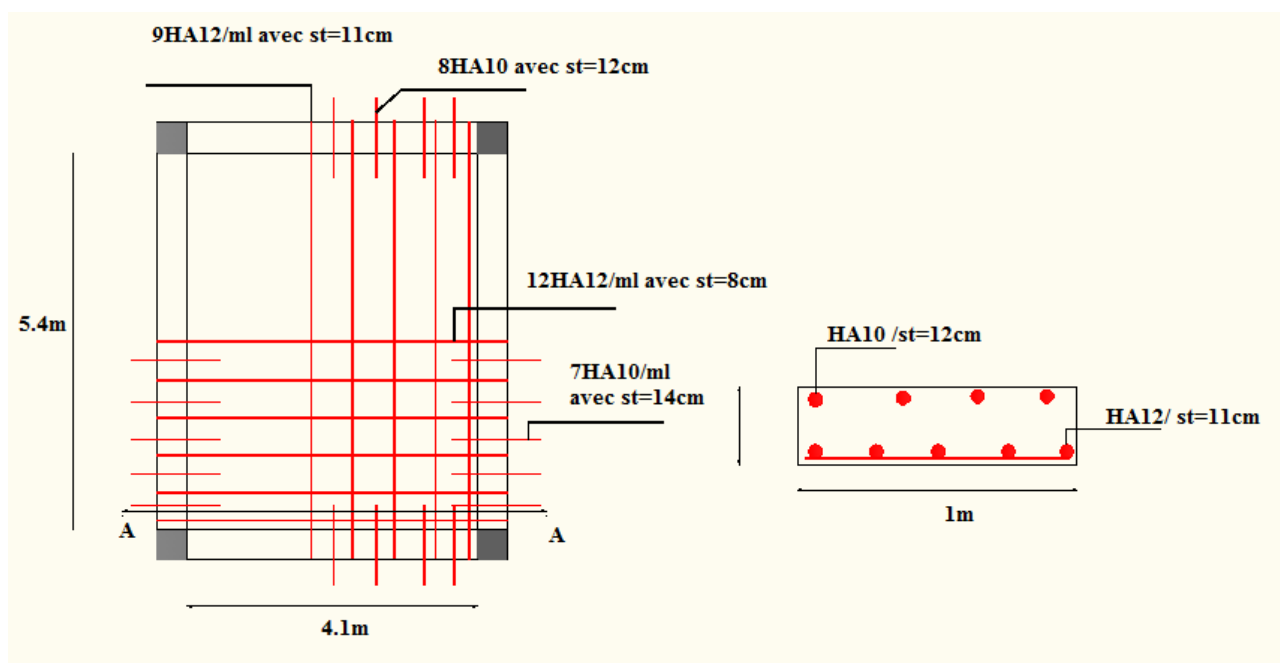


Figure 6.2. Schéma de ferrailage du radier

6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

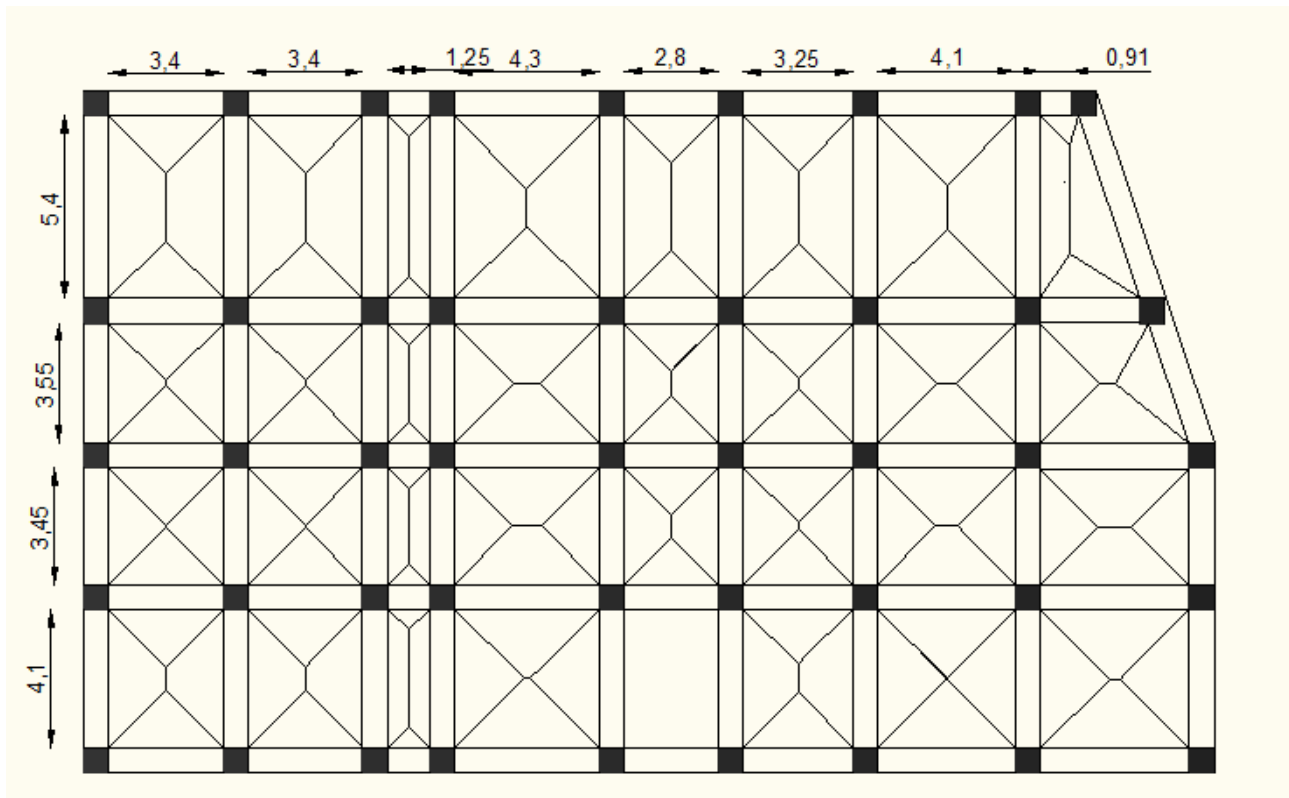


Figure 6.3. Schéma des lignes de rupture du radier

pour le calcul des sollicitations, les charges triangulaires et trapézoïdales seront remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

- **Dimensionnement de la nervure**

- ✓ **Sens x-x :**

$$h=1.2\text{m} \quad b_0=75\text{cm} \quad h_0 = 30\text{cm}$$

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{4.2}{2}, \frac{2.95}{10} \right)$$

$$b=1.1\text{m}$$

Poids propre de la nervure :

$$g_0 = \gamma b \times s = 26.87 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **sens y-y**

$$h=90\text{cm} \quad b_0=75\text{cm} \quad h_0 = 30\text{cm}$$

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{2}{2}, \frac{3.45}{10} \right)$$

$$b=1.3\text{m}$$

Poids propre de la nervure :

$$g_0 = \gamma b \times s = 29.3 \text{ KN/ml}$$

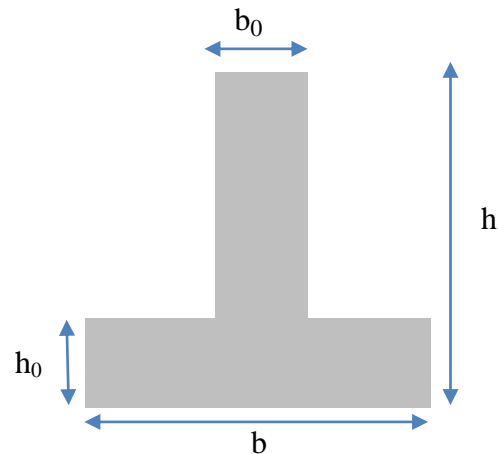


Figure 6.4. Schéma des nervures

Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Sens X-X

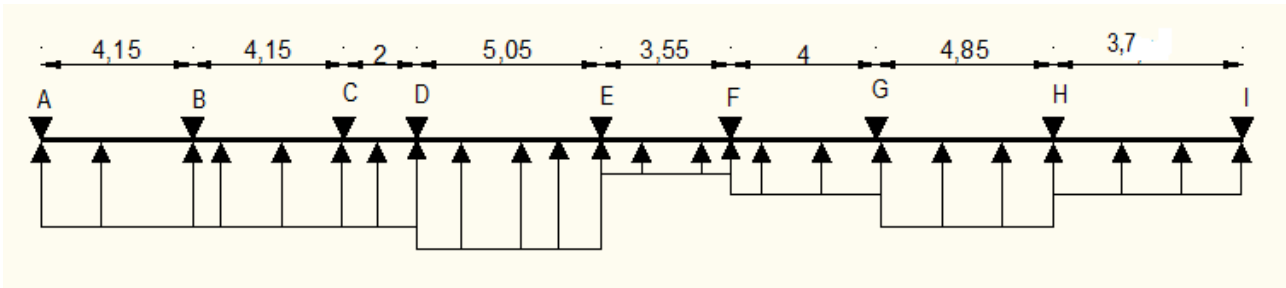


Figure 6.5. Schéma statique de la nervure selon X-X

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} AB \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 356.13 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 356.13 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 260.67 \text{KN/ml} \end{array} \quad \cdot \quad \left. \begin{array}{l} BC \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 356.13 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 356.13 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 260.67 \text{KN/ml} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} CD \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 147.57 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 147.57 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 108.66 \text{KN/ml} \end{array} \\
 & \left. \begin{array}{l} DE \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 848.79 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 861.61 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 620.96 \text{KN/ml} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} EF \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 297.93 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 297.93 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 218.11 \text{KN/ml} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} FG \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 341.58 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 341.58 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 271.31 \text{KN/ml} \end{array} \\
 & \left. \begin{array}{l} GH \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 814.79 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 566.88 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 594.99 \text{KN/ml} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} HI \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 364.27 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 282 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 267.41 \text{KN/ml} \end{array}
 \end{aligned}$$

✓ Sens Y-Y :

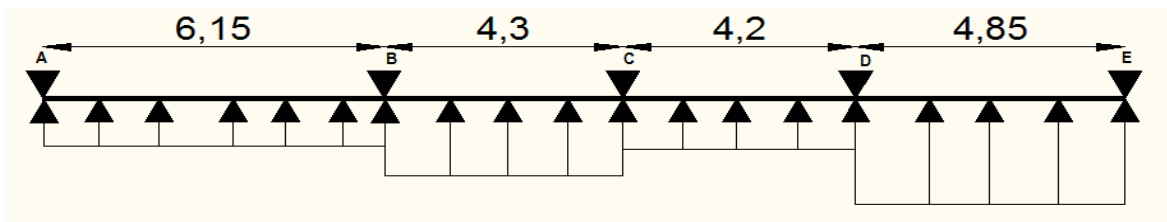


Figure 6.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} AB \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 587.93 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 578.85 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 459.44 \text{KN/ml} \end{array} \quad \cdot \quad \left. \begin{array}{l} BC \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 715.54 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 546.11 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 523.51 \text{KN/ml} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} CD \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 697.36 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 530.1 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 510.21 \text{KN/ml} \end{array} \\
 & \left. \begin{array}{l} DE \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{mu} = 808.75 \text{KN/ml} \\ Q_{vu} = 616.8 \text{KN/ml} \\ Q_{ms} = 591.67 \text{KN/ml} \end{array}
 \end{aligned}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux 6.4. Sollicitation max dans les nervures selon les deux sens

sens	ELU			ELS	
	$M_{tmax}(KN.m)$	$M_{amax}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$	$M_{tmax}(KN.m)$	$M_{amax}(KN.m)$
X-X	1582.689	1180.08	2165.646	1155.203	863.38
Y-Y	1855.227	2035.028	2092.89	1457.046	1572.47

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M ($KN.m$)	A_{cat} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix des barres
X-X	Travée	1582.689	40.06	15.6	40.84	13HA20
	Appui	1180.08	29.57	15.6	31.42	10HA25
Y-Y	Travée	1855.227	46.95	18.52	49.09	10HA25
	Appui	2035.028	51.72	18.52	54	11HA25

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 25.7; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{2198.64 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,85} = 2.35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{2092.89 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,85} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau 6.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	condition
X-X	Travée	1155.203	27.8	4622297	6.94<15	Vérifiée	338.07>201,63	N.Vérifiée
	Appui	863.38	32.95	6390713	4.44<15	Vérifiée	172.27<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	1457.046	25.8	4750622	7.92<15	Vérifiée	423.93>201,63	N.Vérifiée
	Appui	1572.47	30.7	6605114	7.3<15	Vérifiée	311.63>201,63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections des aciers par un recalcul à l'ELS.

Tableau 6.7. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-4})	α	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	1155.203	0.539	0.033	50.39	50.63	10HA25+1HA14
Y-Y	Travée	1457.046	0.42	0.035	63.5	63.81	13HA25
	Appui	1572.47	0.453	0.036	68.6	68.6	14HA25

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins $3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,9 = 3.6 cm^2$.

Soit : 4HA12 = 4HA12 cm^2 par face.

Schéma de ferrailage des nervures

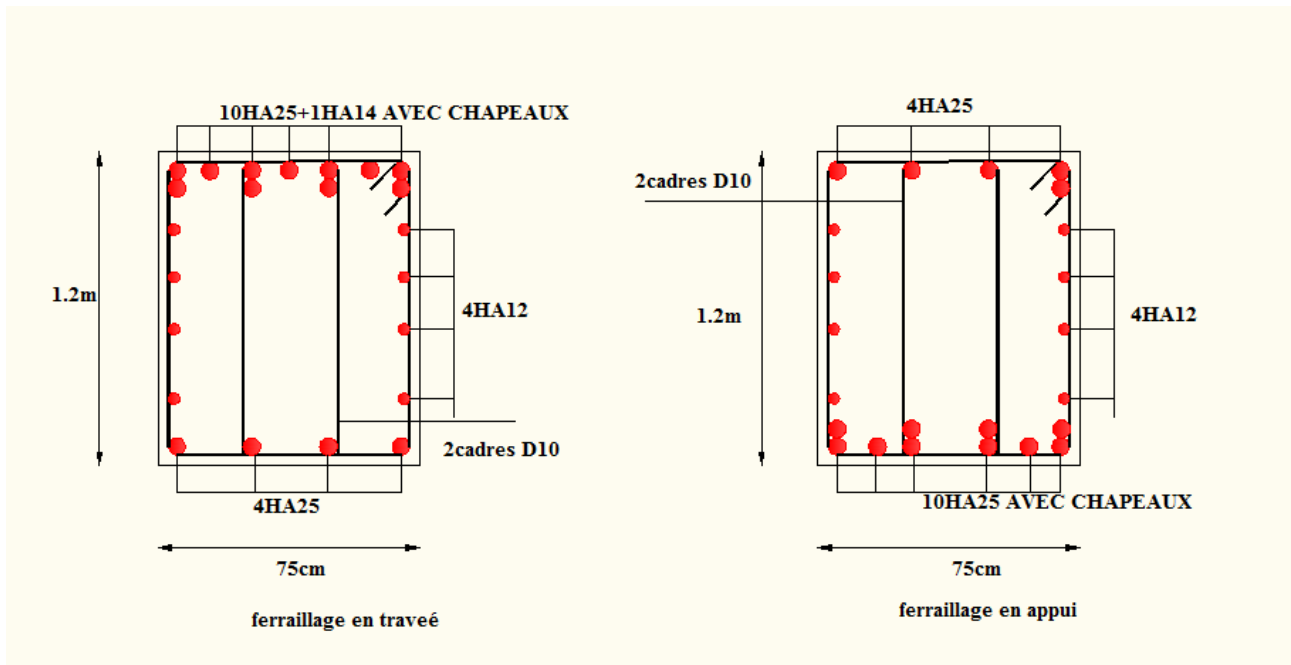


Figure 6.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

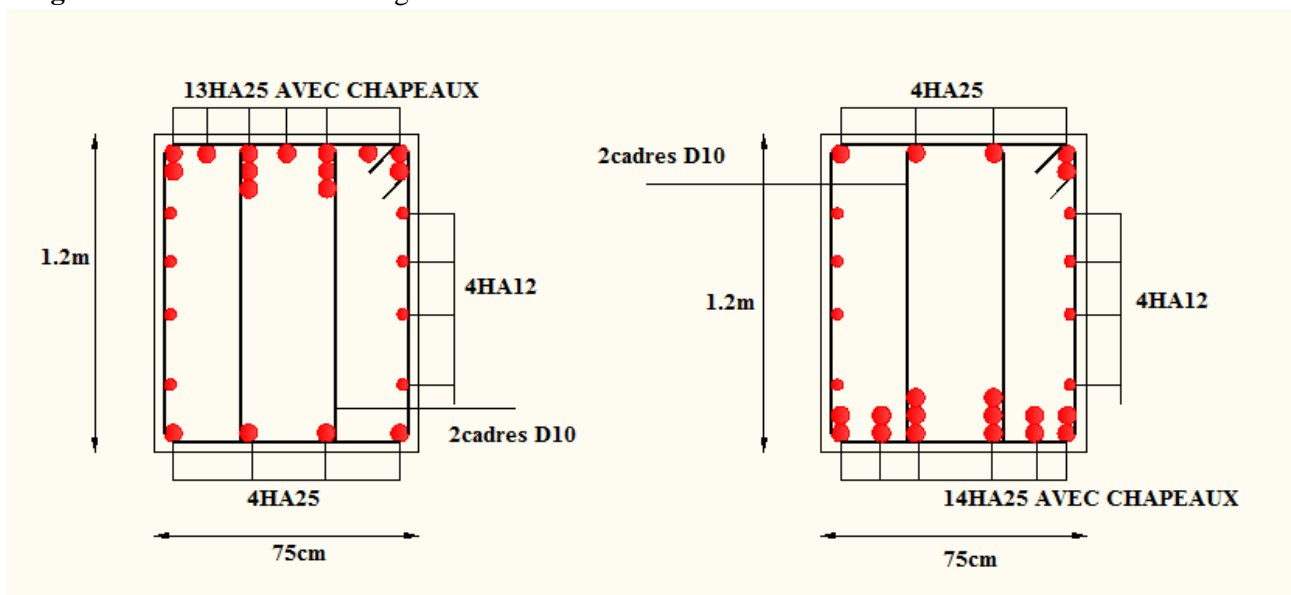


Figure 6.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

7. Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

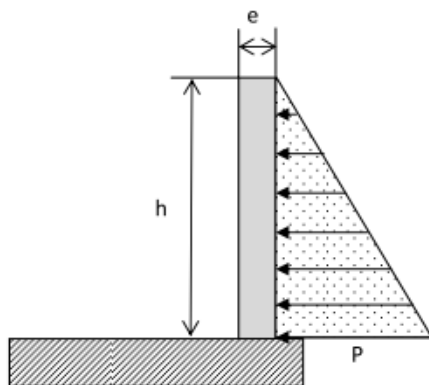


Figure 6.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques

7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3.06\text{m}$
- Longueur $L=5.7\text{ m}$
- Épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 18.5\text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c \in [0.23; 0.57]\text{ bar}$
- Angle de frottement : $\varphi \in [10.5^\circ; 27.43^\circ)$

On prend $c=0.4\text{ bar}$ et $\varphi = 18.96$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 23.23\text{KN/m}^2$$

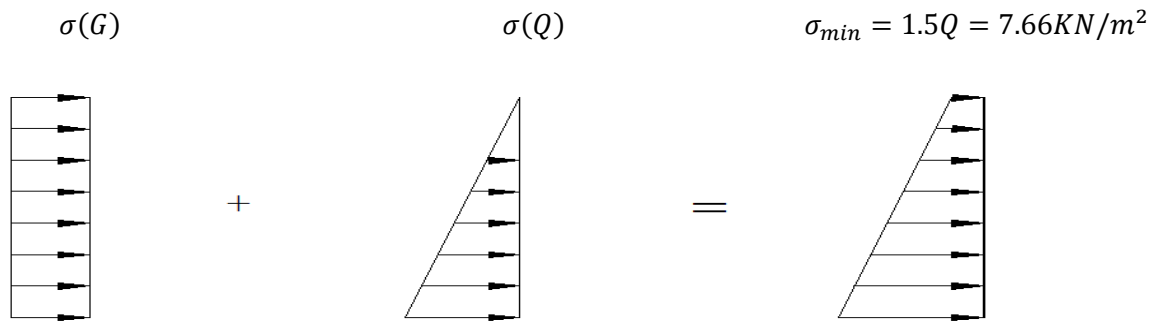
✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 5.11\text{ KN/m}^2$$

7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 39.02 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 39.02 + 7.66}{4} = 31.18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 31.18 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.76 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5.4 \text{ m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho = 2.73/5.4 = 0.51 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.51 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0951 \times 31.18 \times 2.7^2 = 21.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times M_{0x} = 5.4 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 18.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -10.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -2.7$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau 6.8. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	Nombre des barres
Travée	X-X	18.36	0.04	0.051	0.17	2.99	2	3.39	3HA12
	Y-Y	4.59	0.01	0.0125	0.17	0.73	2	3.39	3HA12
Appui	X-X	-10.8	0.023	0.029	0.17	1.74	2	3.39	3HA10
	Y-Y	-2.7	0.0058	0.007	0.17	0.43	2	3.39	3HA10

✓ Vérifications

$$\rho = 0,51 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,51) 1 \times 0,20 = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31,18 \times 2,76}{2} \times \frac{5,7^4}{2,76^4 + 5,7^4} = 40,78 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31,18 \times 5,7}{2} \times \frac{2,76^4}{2,76^4 + 5,7^4} = 4,63 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = 0,027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,51 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3558 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 28,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 28,34 + 5,11}{4} = 22,53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 22,53 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0987 \times 22,53 \times 2,76^2 = 16,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3758 \times M_{0x} = 6,36 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 14.39 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5.4 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5M_{0x} = -8.46 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_{0y} = -3.18 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes

Tableau 6.9. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	14.39	5.48	2429.6	3.24 < 15	Vérifiée	111.22 < 201.63	Vérifie
	y-y	5.4	4.05	1368.6	1.59 < 15	Vérifiée	82.53 < 201.63	Vérifie
Appui	x-x	8.46	4.5	1670.6	2.27 < 15	Vérifiée	102.54 < 201.63	Vérifie
	y-y	3.18	4.05	1368.6	0.94 < 15	Vérifiée	46.6 < 201.63	Vérifie

Schéma de ferrailage du voile périphérique

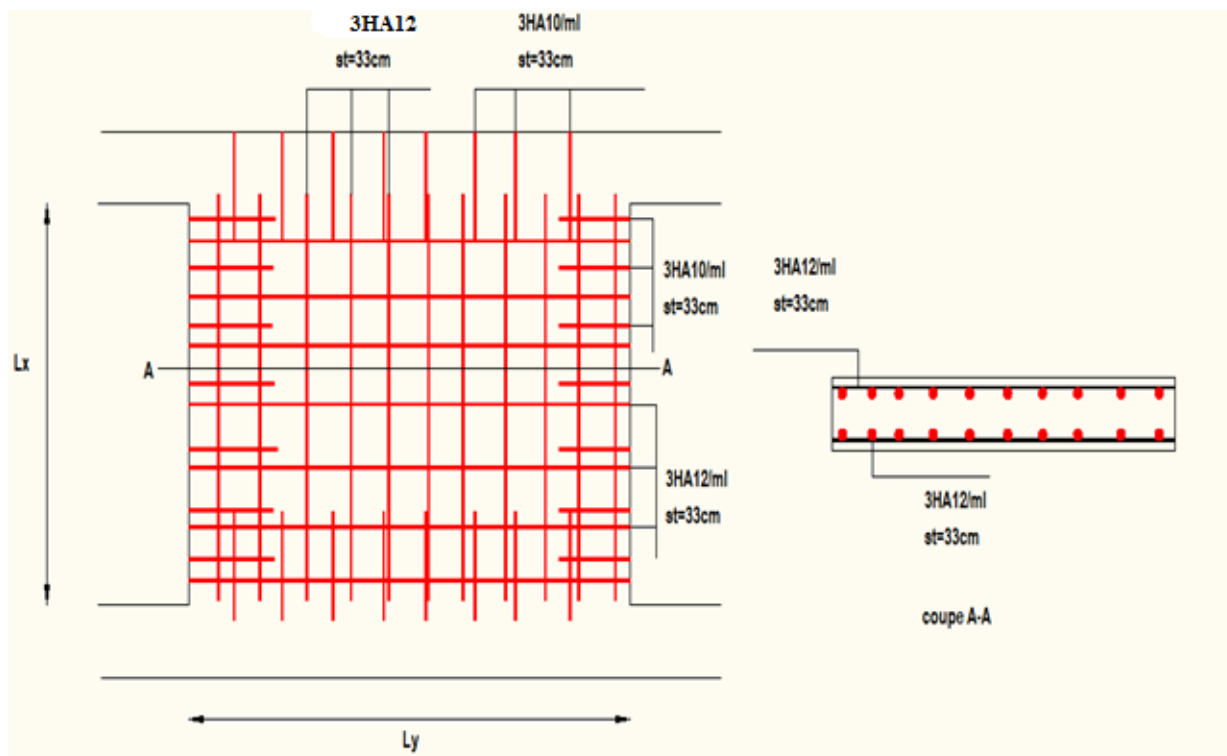


Figure 6.10.schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion

Conclusion :

Ce travail nous a permis d'exploiter les connaissances acquises durant notre cursus, ainsi que l'adaptation aux règlements utilisés dans le domaine de génie civil (RPA, DTRB.C2.2, CBA)

Parmi les conclusions qu'on peut tirer de ce travail :

L'importance des longueurs des travées nous a contraint à faire une file des poteaux, afin de vérifier la flèche

La complexité architecturale nous a conduits à choisir plusieurs dalles pleines

Afin de résister aux efforts horizontaux, les voiles de contreventement ont une grande importance, dans notre étude on a choisi un contreventement mixte

La période nous renseigne sur le bâtiment (souple ou rigide), dans notre étude vu les dimensions structurales et l'irrégularité en plan, on été contraint à faire une disposition des voiles appropriée et une augmentation des sections des poteaux, afin de vérifier la période et le comportement de notre structure

Afin de modéliser notre structure et de faire les vérifications nécessaires, on a utilisé le logiciel **SAP2000V14**, ce dernier nous a permis d'économiser le temps

Vu la diversité de nos voiles, on a dû faire un ferrailage approprié à chaque groupe de voile

Enfin dans une étude génie civil d'un bâtiment, il faut prendre en compte les deux critères (critère de résistance et critère d'économie), afin de garantir la sécurité de l'ouvrage et la baisse de son coût de réalisation

Conclusion

Conclusion :

Ce travail nous a permis d'exploiter les connaissances acquises durant notre cursus, ainsi que l'adaptation aux règlements utilisés dans le domaine de génie civil

Parmi les conclusions qu'on peut tirer de ce travail :

L'importance des longueurs des travées nous a contraint à faire une file des poteaux, afin de vérifier la flèche

La complexité architecturale nous a conduits à choisir plusieurs dalles pleines

Afin de résister aux efforts horizontaux, les voiles de contreventement ont une grande importance, dans notre étude on a choisi un contreventement mixte

La période nous renseigne sur le bâtiment (souple ou rigide), sa vérification est nécessaire

dans notre étude vu les dimensions structurales et l'irrégularité en plan et en élévation, on été contraint à une disposition des voiles appropriée et une augmentation des sections des poteaux,

Afin de vérifier la période et le comportement de notre structure

Afin de modéliser notre structure et de faire les vérifications nécessaires, on a utilisé le logiciel **SAP2000V14**, ce dernier nous a permis d'économiser le temps

Vu la diversité de nos voiles, on a dû faire un ferrailage approprié à chaque groupe de voile

Enfin dans une étude génie civil d'un bâtiment, il faut prendre en compte les deux critères (critère de résistance et critère d'économie), afin de garantir la sécurité de l'ouvrage et la baisse de son coût de réalisation

BIBLIOGRAPHIE

- Règles en béton armé aux états limites (BAEL 91modifiées 99)
- Formulaire de calcul en béton armé selon le BAEL93ET LE CBA93
- Règles parasismique algériennes /version2003
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitation
- Cours du béton armé (3^{ème} année, master1)
- Anciens mémoires de fin études

Annexe1

Annexe1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 2

Annexe 2

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

Annexe 3

Annexe 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

6. CONCLUSIONS

Dans le cadre du projet pour la réalisation de 104 logements du programme 672 LPL El Kseur. Les investigations géotechniques effectuées sur site montrent que le terrain est constitué par des remblais hétérogènes, des alluvions moyennes à grossières associées à des argiles limono-sableuses pour ce qui concerne la partie aval du site. Des conglomérats à matrice argilo-sableuses intercalées avec des bancs centimétriques de grés dans la partie amont le tous reposent sur des argiles marneuses et des marnes de couleur grise.

En se basant sur la nature lithologique du site, ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles qu'il y a lieu d'ancrer comme suit :

- La première partie du projet est située sur la terrasse de l'Oued, (dans la partie aval de la route), sur laquelle sont projetés les blocs B2, B3 et A3. dans cette partie nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y a lieu d'ancrer à **1m** de profondeur, et cela après terrassement des remblais, prendre une contrainte admissible de $Q_{adm} = 1,4bar$.
- La deuxième partie du projet située sur le coté amont de première plateforme (voir annexe), comporte les blocs B5 et B6, cette partie se caractérise en surface par une importante couche de remblais allant jusqu'à plus de 4m de profondeur. En cet endroit nous vous recommandons des fondations superficiel, qu'il y a lieu d'ancrer à **1.5m** de profondeur, après terrassement des remblais et de prendre une contrainte admissible de $Q_{adm} = 1.5bar$

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismique Algérienne RPA 99, révisé en 2003, la wilaya de Bejaia est classée en zone IIa, de sismicité moyenne. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

Les sols en place possèdent une agressivité moyenne pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

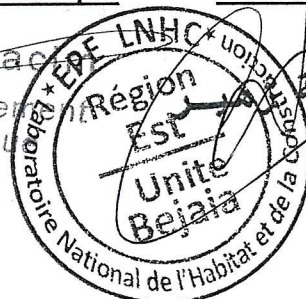
Ingénieur Chargé d'étude

Yacine BOUZIDI
née CHANEM
Ingénieur Chargée
d'Etudes

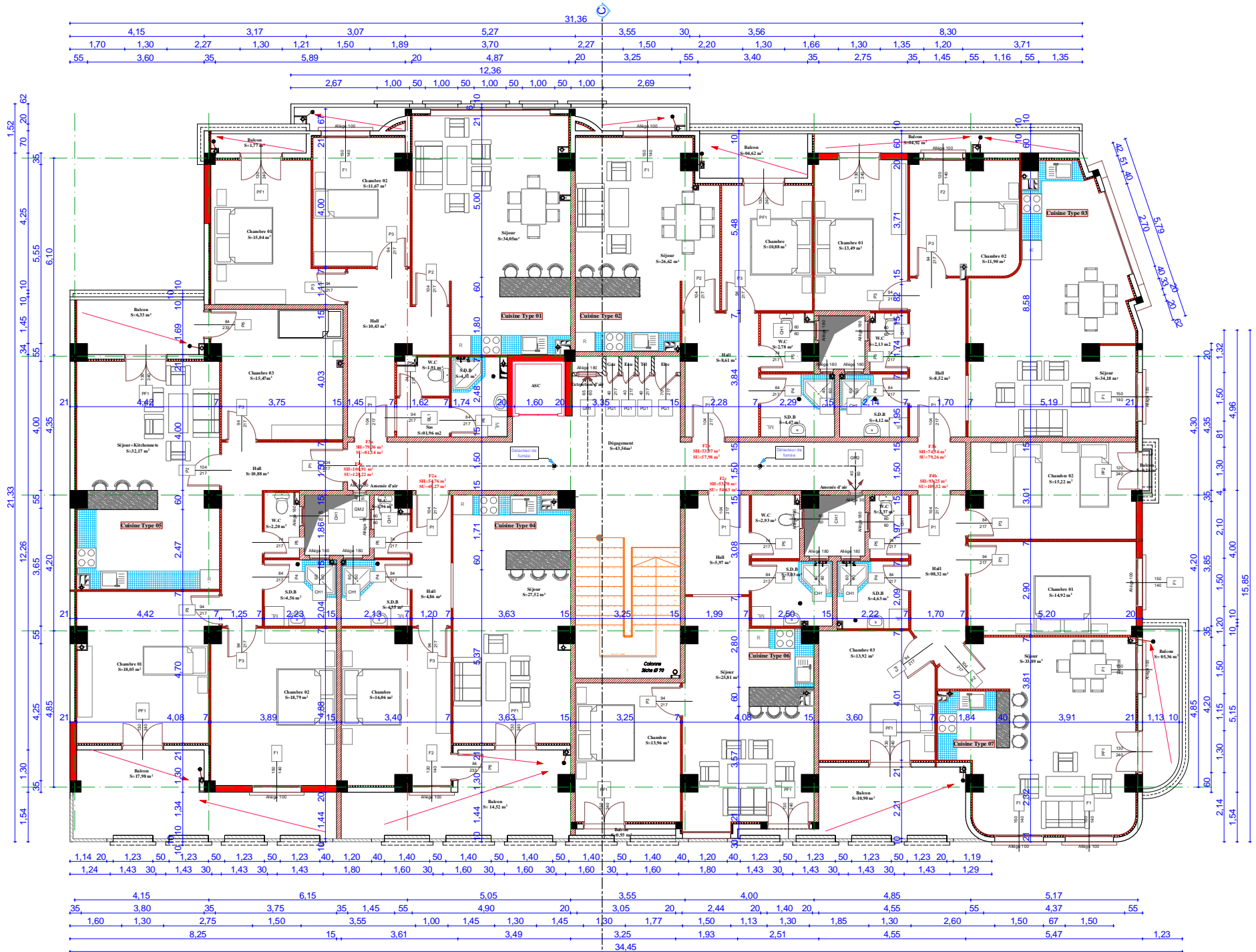
Chef Département Technique

DEBABI Naoufel
Chef Département
Technique

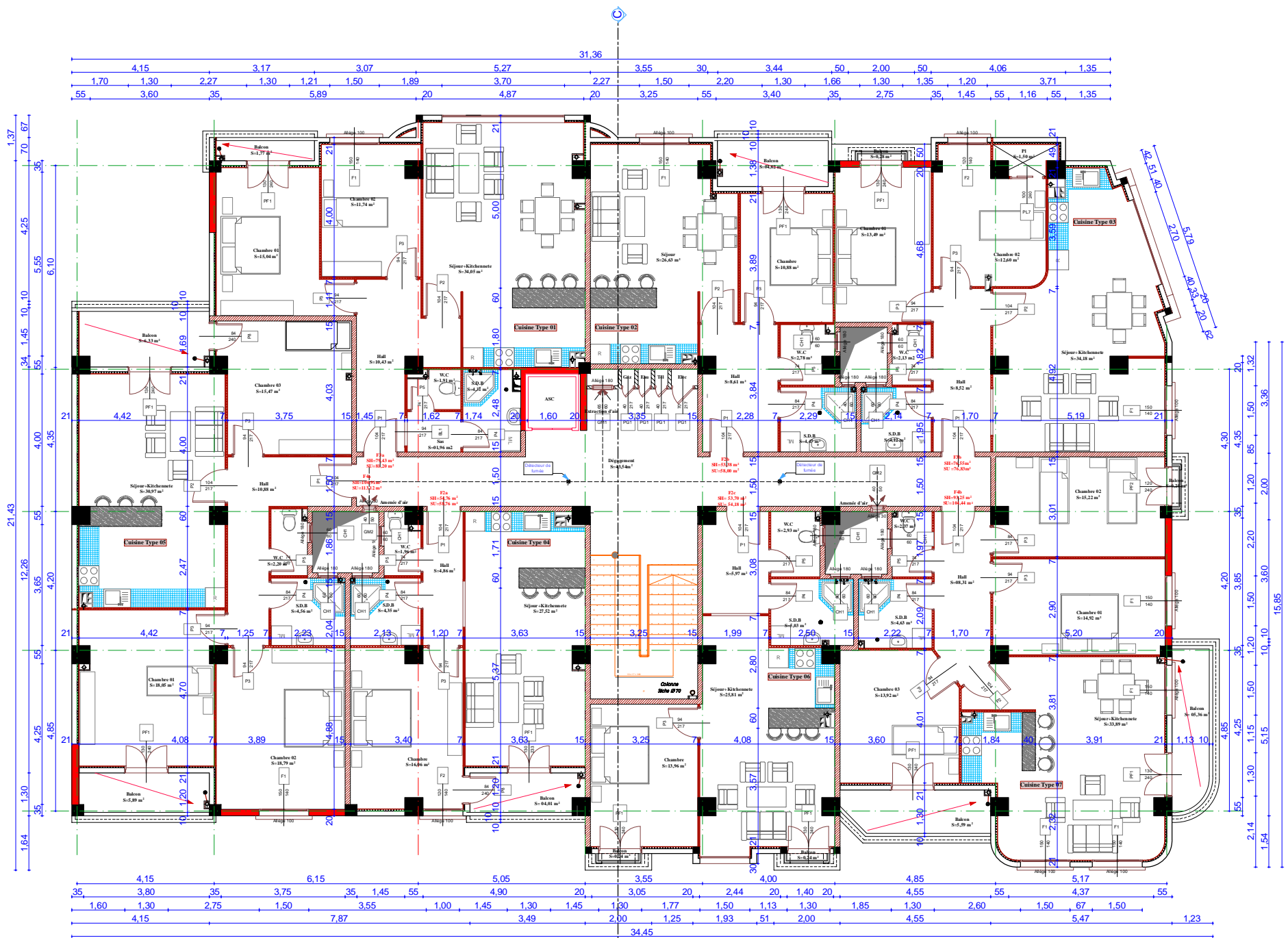
Le Directeur



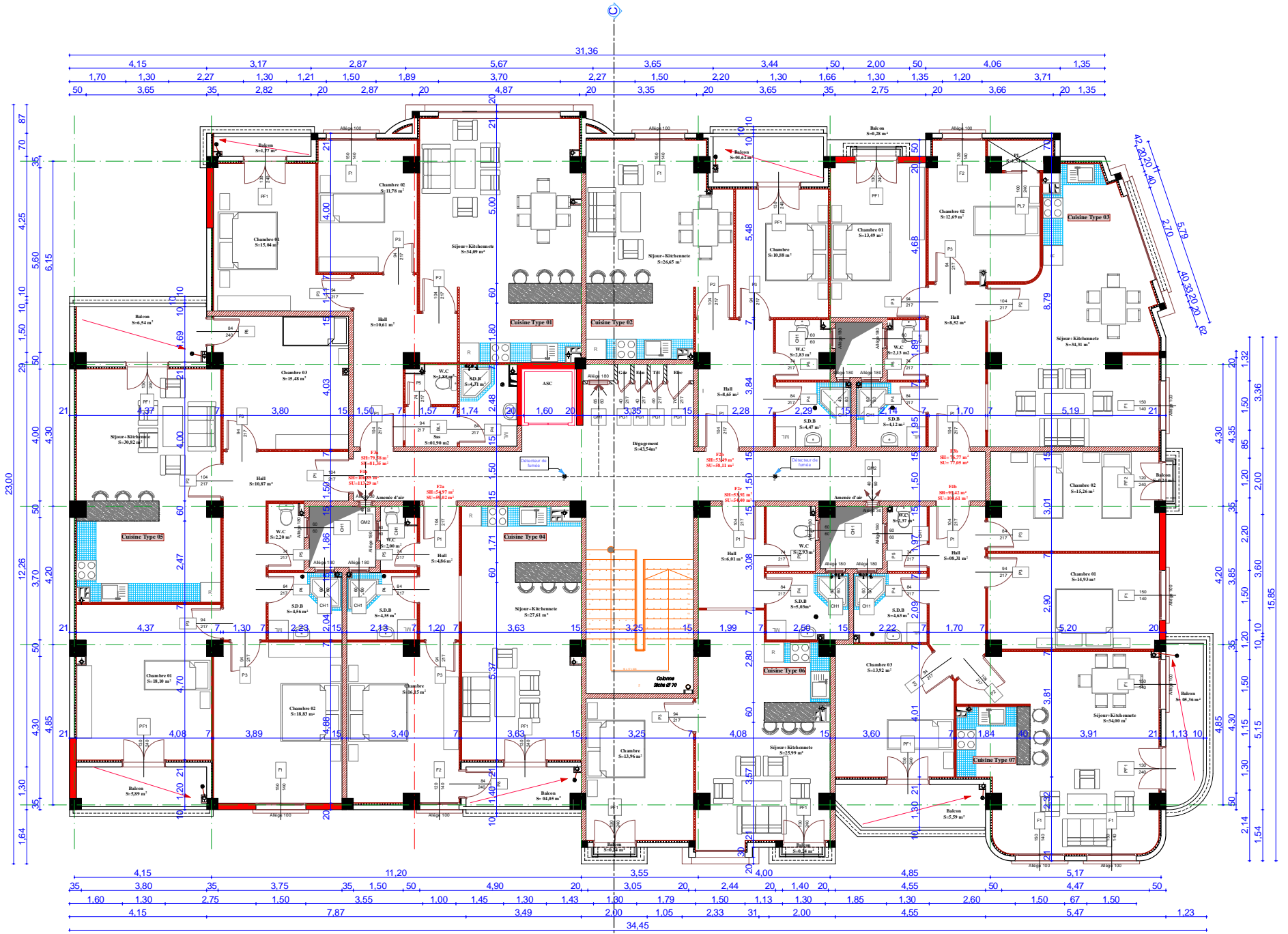
Plans de la Structure



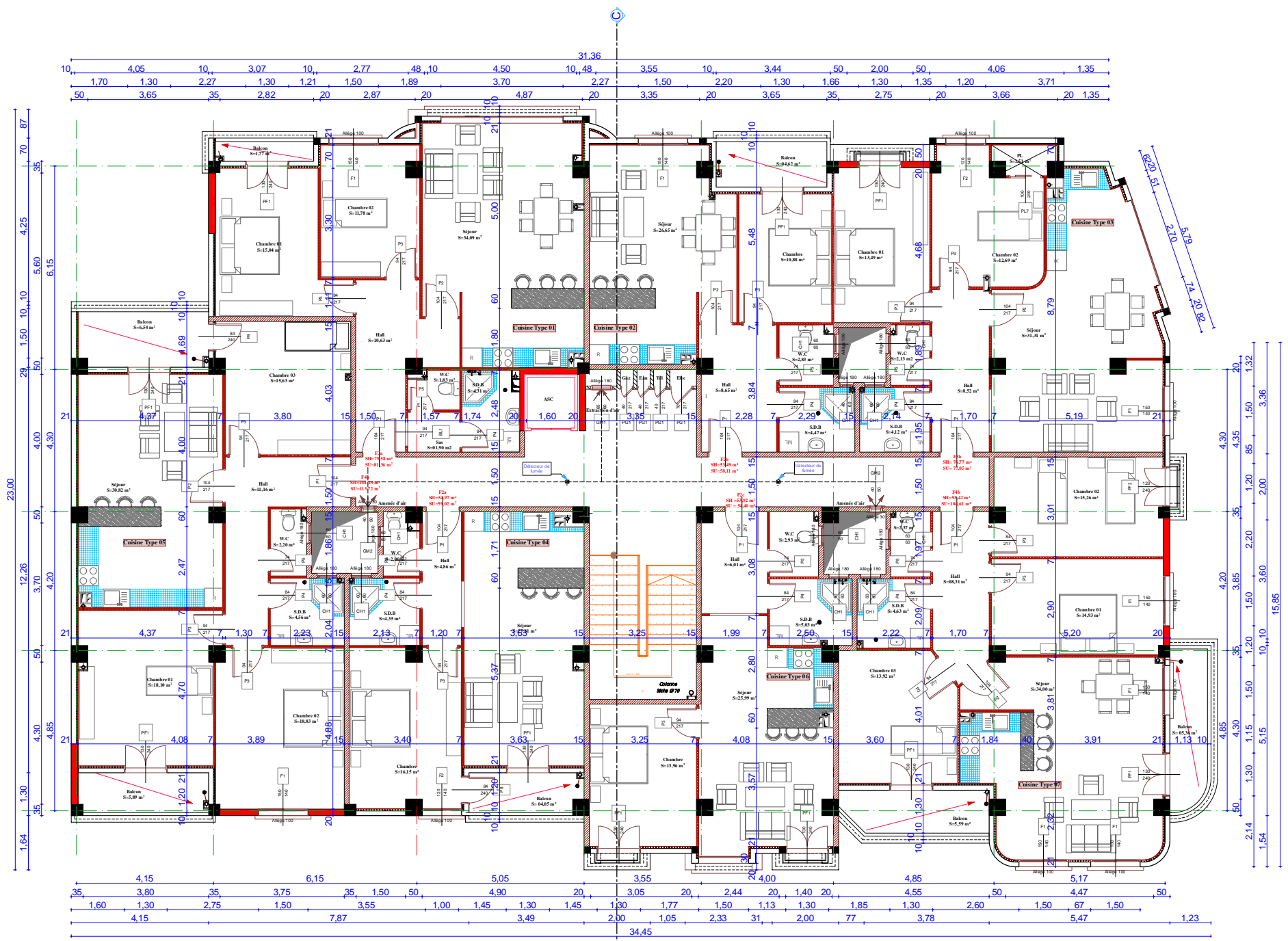
VUE EN PLAN 1^{er} ETAGE
Ech: 1/50



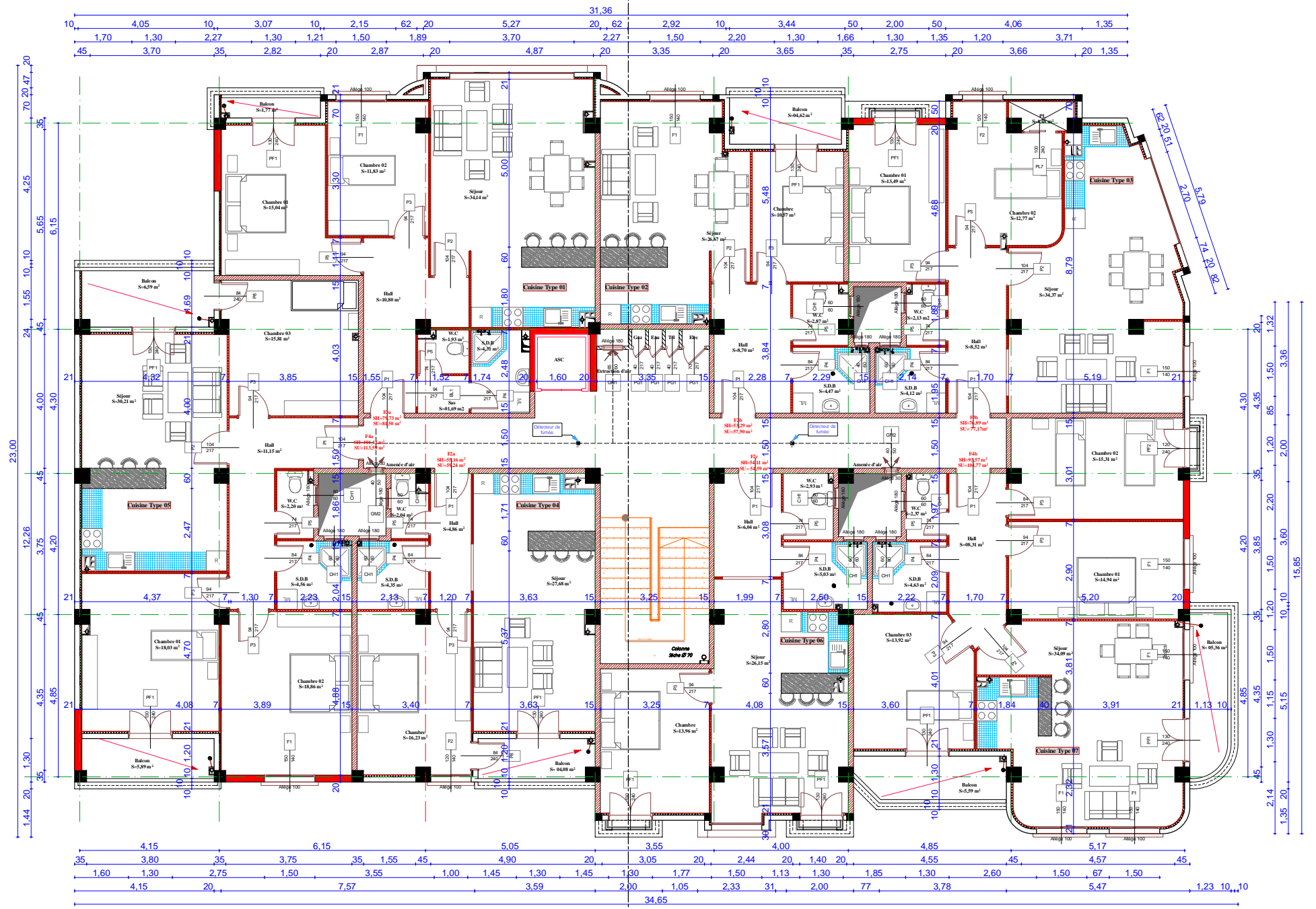
VUE EN PLAN 2^{ème} ETAGE
Ech: 1/50



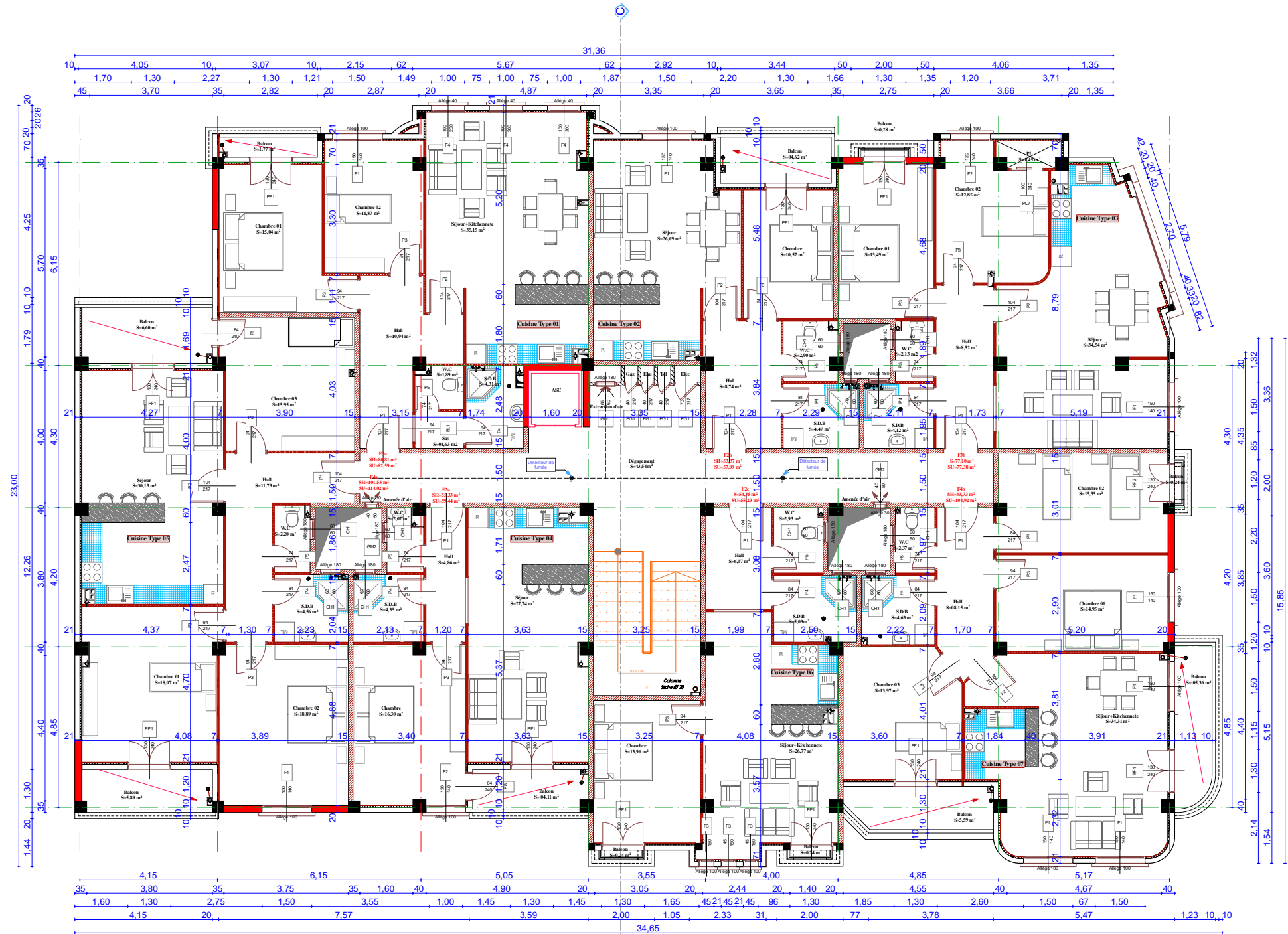
VUE EN PLAN 3^{ème} ETAGE
Ech: 1/50



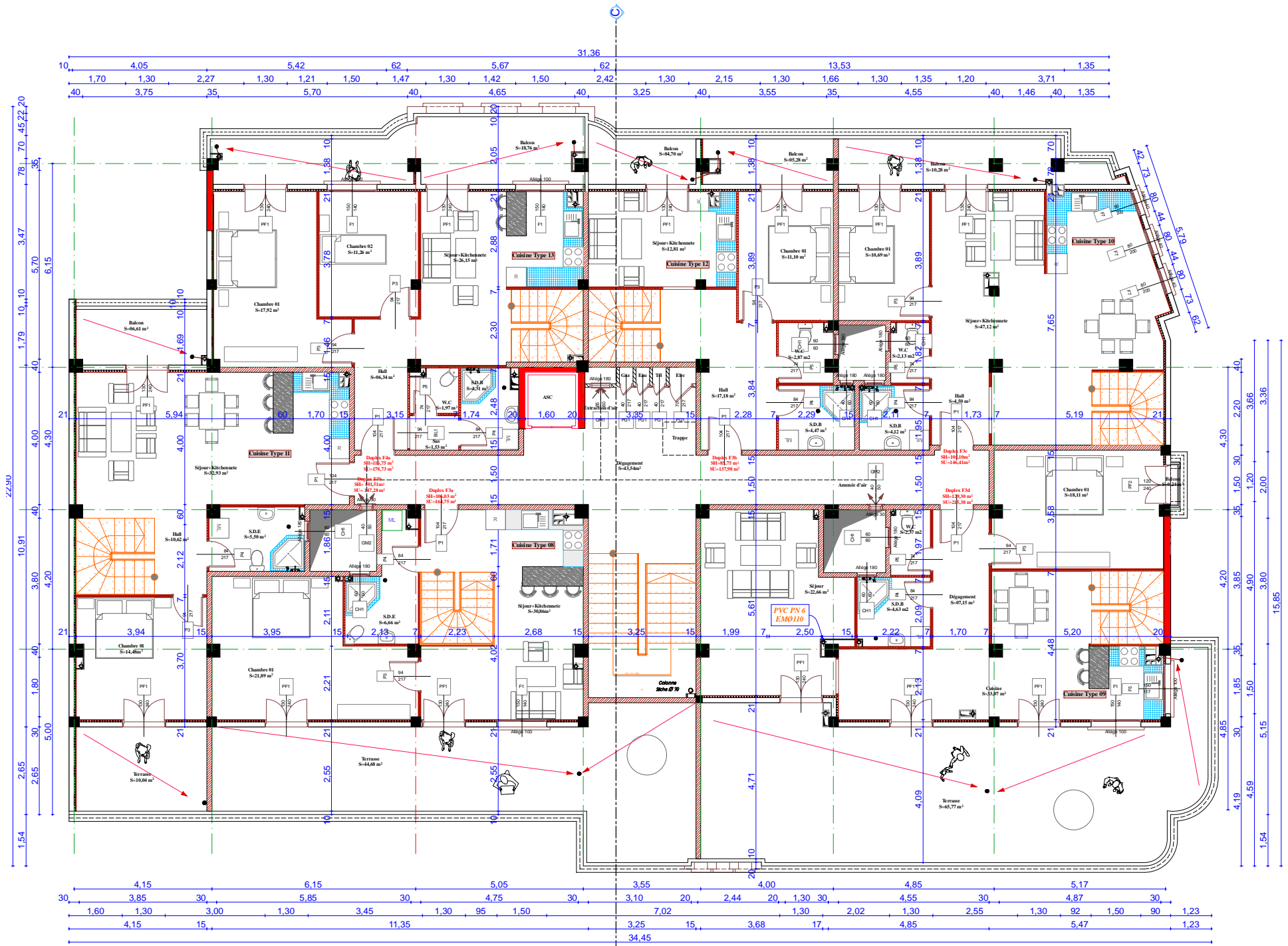
VUE EN PLAN 4^{ème} ETAGE
 Ech: 1/50



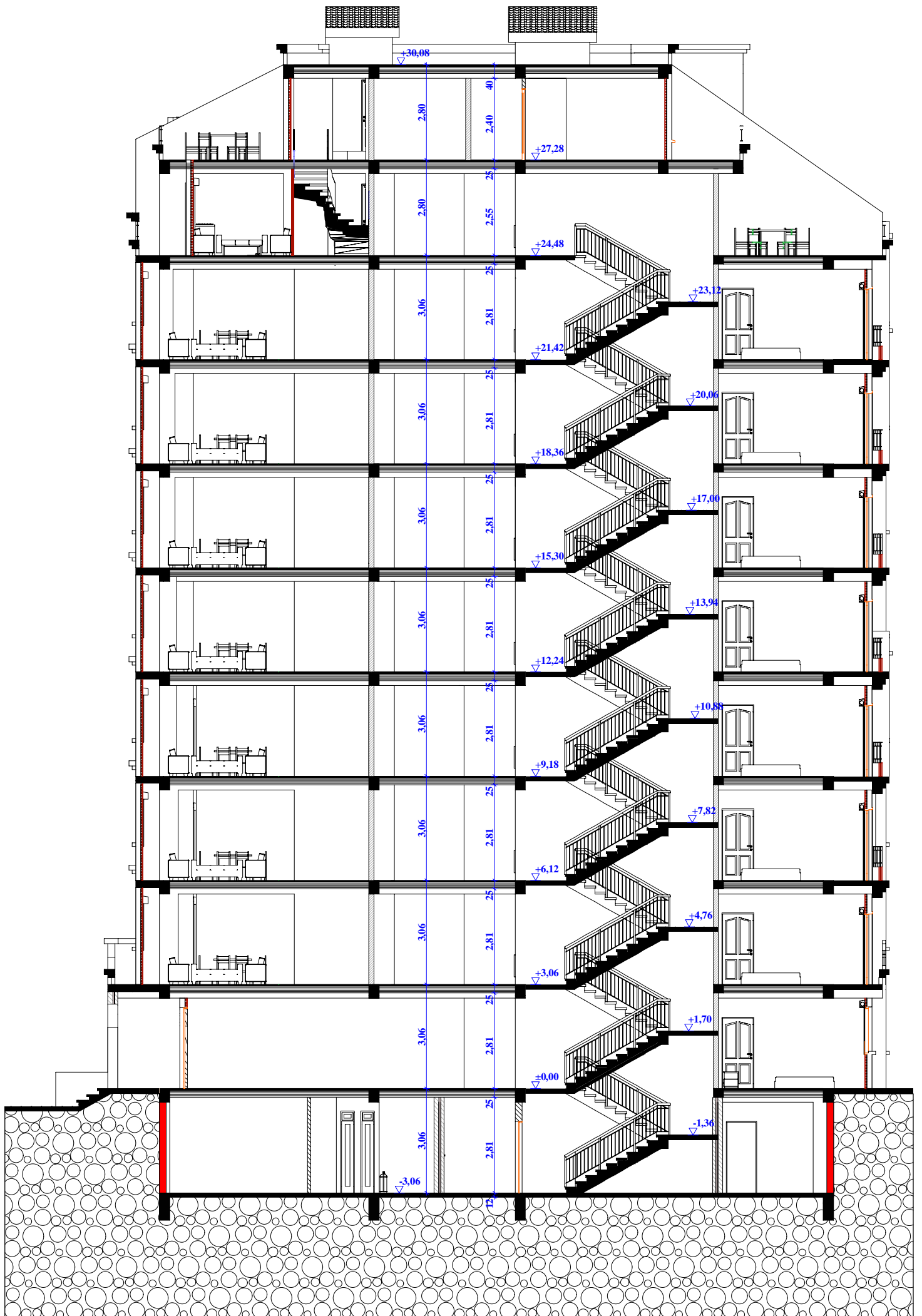
VUE EN PLAN 6^{ème} ETAGE
Ech: 1/50



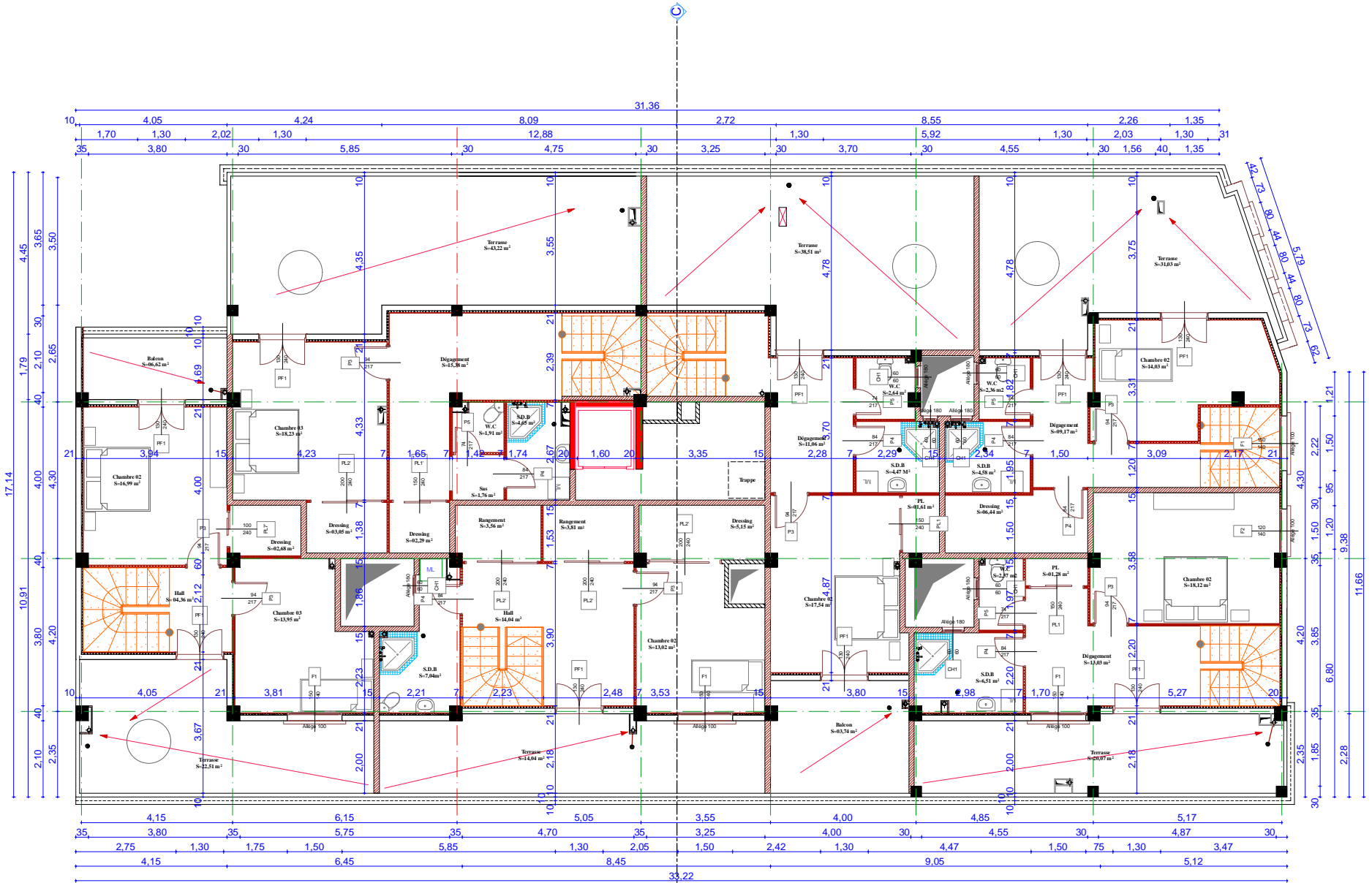
VUE EN PLAN 7^{ème} ETAGE
Ech: 1/50



VUE EN PLAN 1^{er} NIVEAU DUPLEX
Ech: 1/50

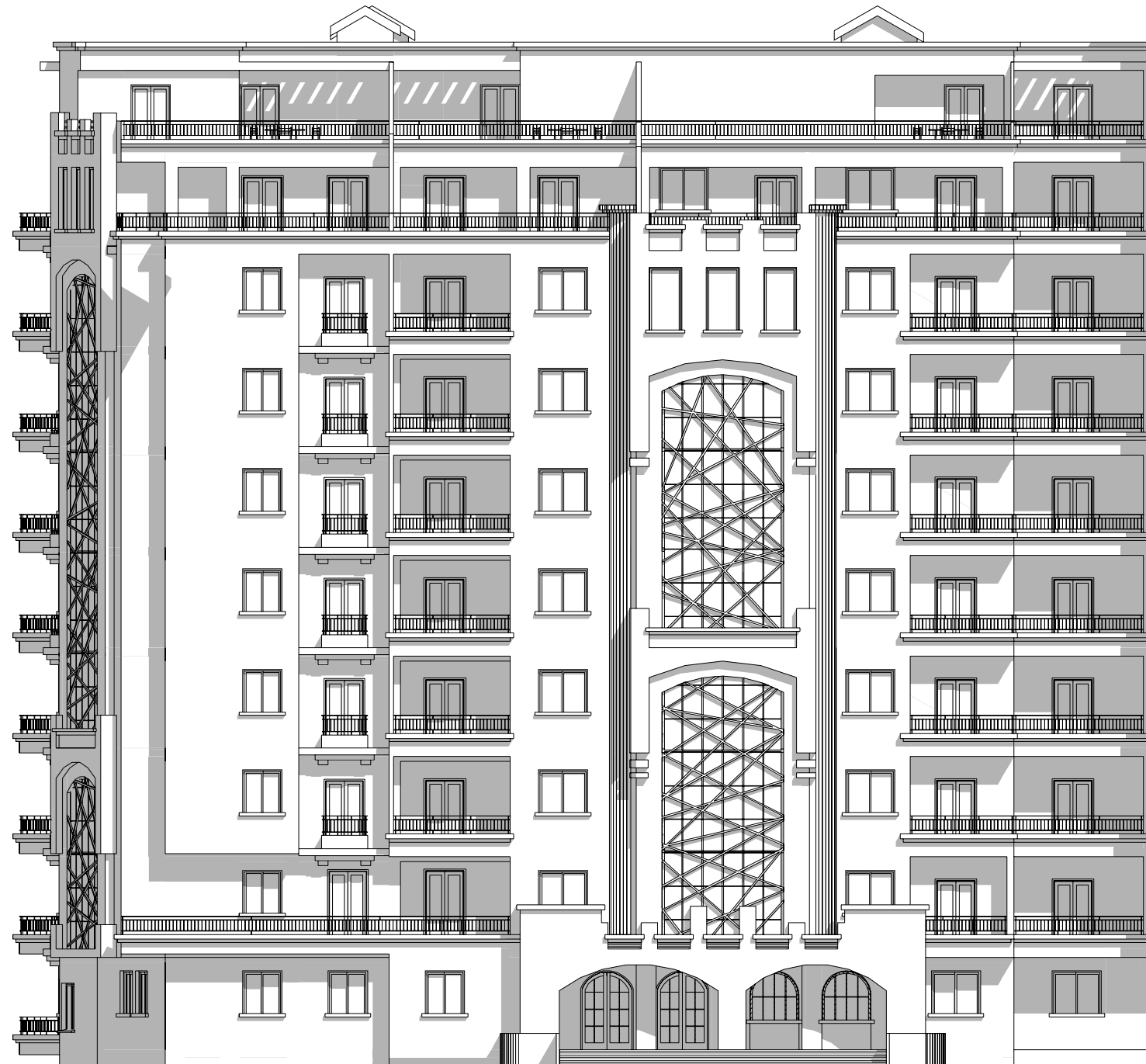


COUPE C-C
Ech: 1/50

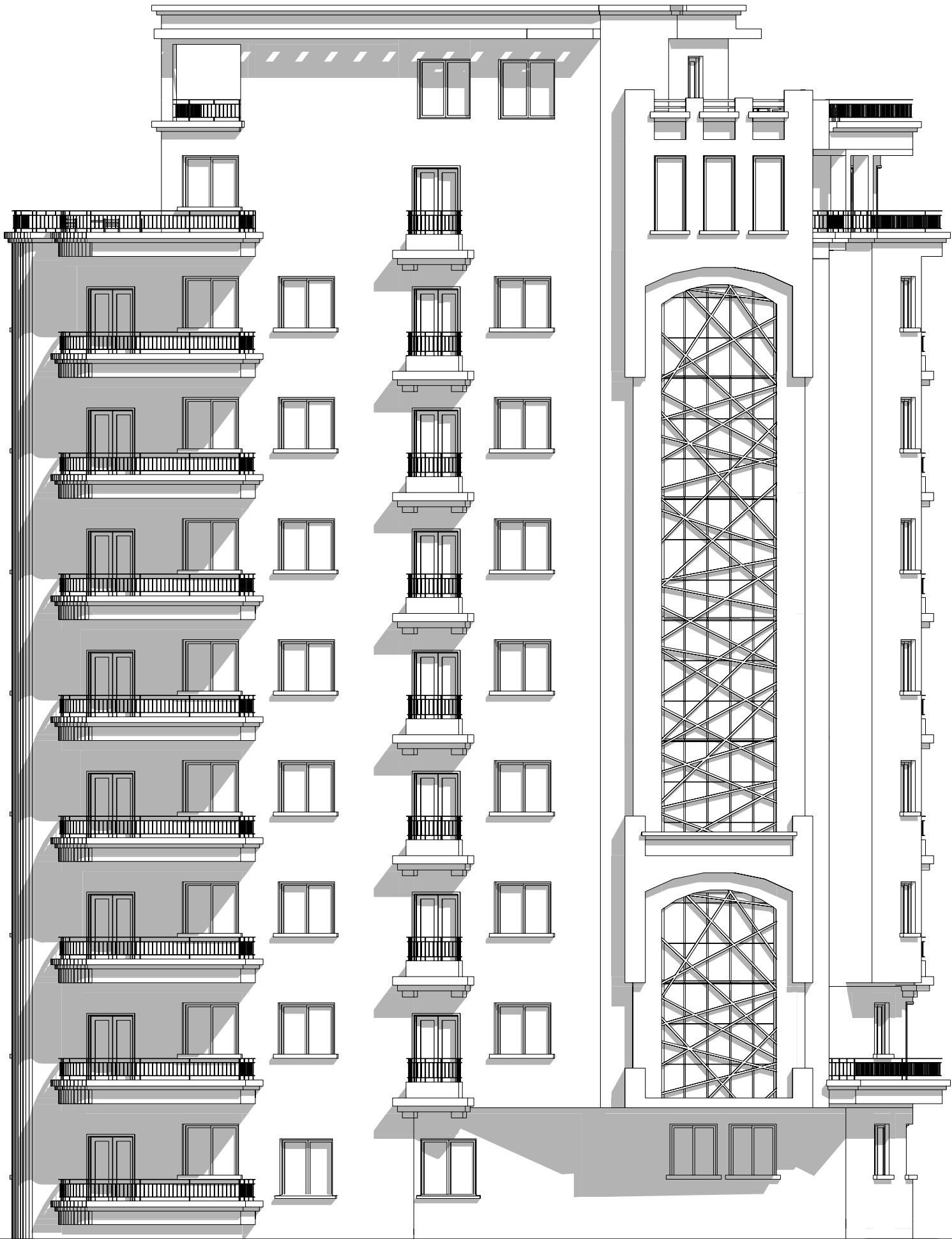


VUE EN PLAN 2^{ème} NIVEAU DUPLEX

Ech: 1/50



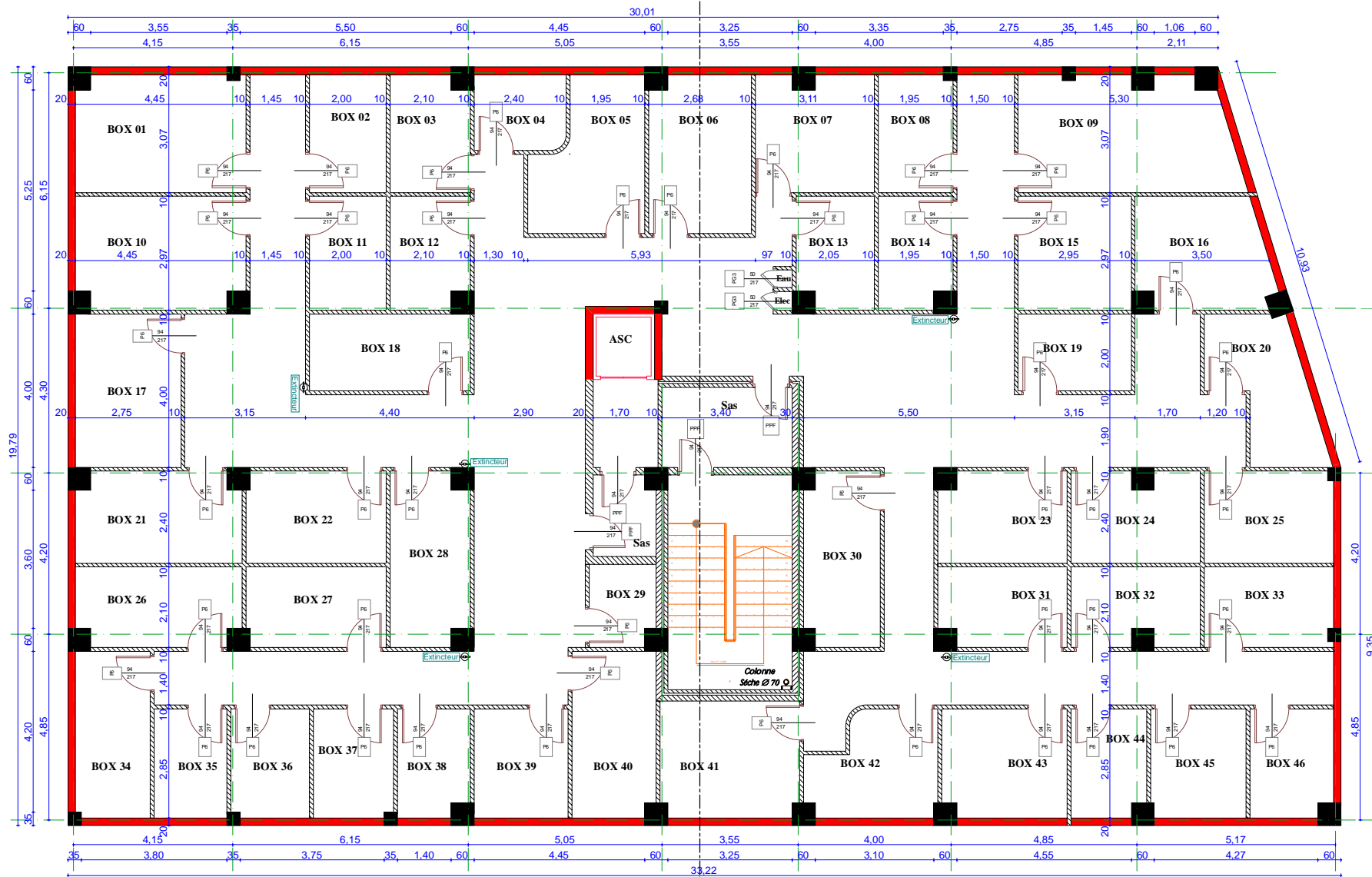
FACADE PRINCIPALE
Ech: 1/50



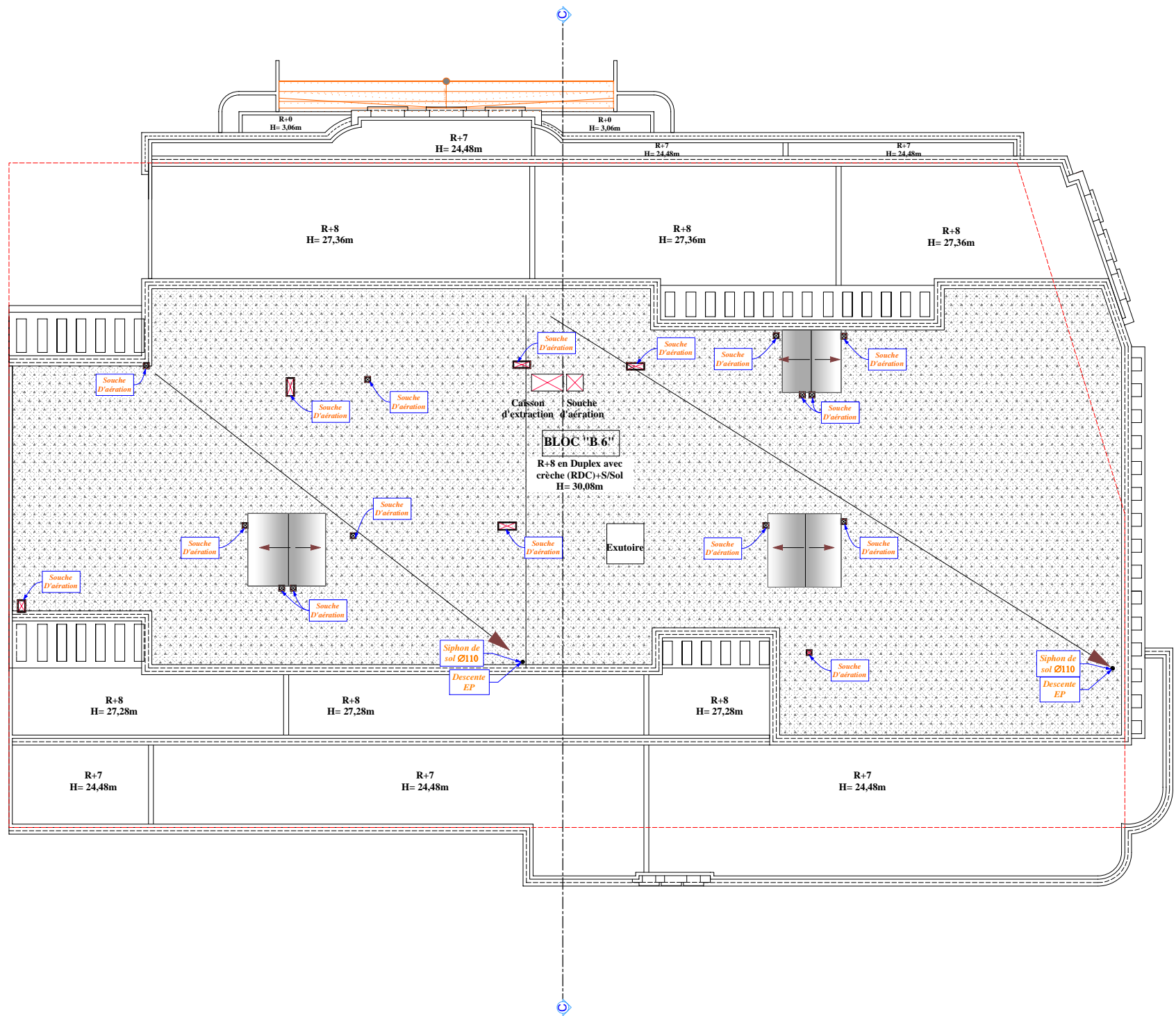
FACADE LATERALE
Ech: 1/50



FACADE POSTERIEURE
Ech: 1/50



VUE EN PLAN S/SOL
Ech: 1/50



VUE EN PLAN TOITURE
Ech: 1/50