

*République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil*



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+Comble+Parking) à usage
multiple (commercial, habitation et bureau)
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

M^r: HAMAM Hamza

M^r: LAKEHAL Hichem

Encadré par :

M^r: MEZIANI.B.

Promotion:2016-2017

Remerciements

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

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

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

*A Mr B.MEZIANI : notre promoteur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

Hamza et Hichem

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ma lumière de vie mes très chers
parents en témoignage de leurs amours
et leurs affection.*

A mes frères

A mes sœurs

*A tout mes proches : grands parents,
cousins et oncles Sans exceptions.*

*A tous mes enseignants qui m'ont servit
du primaire à l'université.*

A tous mes amis Sans exceptions.





Dédicace

Dédicace

*Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux
Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances :
A celle qui m'a tout donnée, à celle qui règne sur mon cœur, ma mère.
A celui qui m'a toujours donné la confiance en soi et qui m'a toujours
encouragé, à l'être le plus cher au monde, mon père.*

A Mes sœurs : Lilia, Samah, Rania, Sissi.

A Mon oncle Abd el hamid et ma tante Saadia

Ainsi que Toute ma famille sans exception.

*A Tous mes amis en particulier Sadek, Fouad, Omar, Minou, Samou, Lilou,
Tedj et Ilyes*

Qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours ainsi que

Celui qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et

Binôme Hamza

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années
de formation.*

Merci à tous.

Chouimy





Table des matières

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Description architecturale	1
I.2.2. Description structurale	1
I.3. Règlements et normes utilisés	2
I.4. Les états limites (CBA 93)	2
I.5. Hypothèses de calcul	3
I.6. Les actions et les sollicitations	3
I.7. Les matériaux de construction	5
I.7.1. Béton	5
I.7.2 L'acier	9
I.8. Protection des Armatures	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	13
II.2. pré dimensionnement des éléments	13
II.2.1. Les planchers.....	13
II.2.1.1. Planchers à corps creux.....	13
II.2.2. Poutrelles	14
II.2.3. Plancher à dalle pleine.....	15
II.2.4. Les voiles.....	18
II.2.5. Les poutres.....	18
II.2.5.1. les poutres principales	18
II.2.5.2. Les poutres Secondaire.....	19
II.2.6. Les Poteaux.....	19
II.2.7. Les escaliers	20

Table des matières

II.2.7.1. Différents types d'escaliers	21
II.2.8. Ascenseur	23
II.2.8.1. Caractéristiques de l'ascenseur	23
II.2.9. P'acrotère.....	24
II.3. Evaluation des charges et surcharges	25
II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers	25
II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs	27
II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers	27
II.4. Descente de charge	30
II.4.1.Les poteaux	31
II.4.1.1.Les charges revenant au poteau P1 sont.....	32
II.5. Vérifications	45
II.6. Conclusion	48

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction	49
III.2. Etude des poutrelles	49
III.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (20+4)	49
III.2.2. Méthode de calcul	49
III.2.3 : Les différents types de poutrelles	53
III.2.4 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles.....	54
III.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles.....	55
III.2.6. Ferrailage de poutrelles	60
III.2.7.Ferrailage de la dalle de compression	74
III.3.Etude des dalles pleines.....	75
III.3.1. Introduction	75
III.4. Etude des escaliers.....	85
III.4.1. Escalier type I a deux volées (Parking, soupente au 6ème étage)	85

Table des matières

III.4.2. Etude de la poutre palière d'escalier type I	89
III.4.3. Escalier type II (escalier balancé)	93
III.4.4. Escalier type III	100
III.4.5. Etude de la poutre brisée d'escalier type II et III	102
III.5. Étude de chaînages	106
III.6. ÉTUDE DE L'ACENSEUR.....	110
III.6.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines.....	110
III.6.1.1. Cas d'une charge répartie	111
III.6.1.2. Cas d'une charge concentrée.....	114
III.7. Etude de l'acrotère	119
III.7.1 hypothèses de calcul	119
III.7.2 Evaluation des charges et surcharges.....	119
III.7.2.1. Charge verticale	119
III.7.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique)	120
III.7.3. Calcul des sollicitations.....	120
III.7.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	121

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	126
IV.2. Objectifs et exigences	126
IV.3. Méthodes de calcul	126
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	129
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	130
IV.5 Modélisation et résultats	130
IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement	131
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	136
IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	137
IV.5.4. Justification vis à vis des déformations	137

Table des matières

IV.6. Conclusion	139
------------------------	-----

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 : Etude des poteaux	140
V.1.1: Recommandations du RPA99	140
V.1.2.Ferraillage des poteaux.....	143
V.1.3.Vérifications.....	146
V.1.4 disposition constructive des poteaux	150
V.1.5. Schémas de ferraillage des poteaux.....	150
V.2 :Etude des poutres.....	152
V.2.1 :Introduction.....	152
V.2.2 :Ferraillage	152
V2.3 : Recommandation de (CBA 93).....	153
V 2.4 : Calcul du ferraillage	153
V.2.5 : Vérification des armatures selon le RPA 99.....	156
V.2.6 : Les armatures transversales	156
V.2.7. Vérification à l'ELU.....	157
V.2.8.Vérification à l'ELS	158
V.2.9. Schéma de ferraillage des poutres	163
V.3. Étude des voiles	170
V.3.1.Recommandation du RPA 99/version 2003	170
V.3.2 : Ferraillage des voiles	171
V.3.3 Sollicitations de calcul.....	173
V.3.4 : Calcul du ferraillage	173
V.4. CONCLUSION.....	183

Table des matières

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

VI.1. Introduction	184
VI.2. Choix du type des fondations.....	184
VI.3. Combinaison d'action à considérer	184
VI.4. Etude des fondations	184
VI.4.1. Vérification des semelles isolées	184
VI.4.2. Vérification des semelles filantes.....	185
VI.4.3 Radier général.....	186
VI.5. Ferrailage du radier	189
VI.5.2. Schéma de ferrailage de radier	193
VI.6. Etude des nervures	193
VI.7. Voile périphérique	199
VI.8. Conclusion	203

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton	8
Figure I.3. Diagramme des contraintes du béton a l'ELU	9
Figure I.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier	11

Chapitre II :

Figure II.1.plancher à corps creux	13
Figure II.2.Disposition des Poutrelles.....	14
Figure II.3.Schéma d'unepoutrelle	15
Figure II.4.Dalle sur un appui.....	16
Figure II.5. Dalles sur deux appuis.....	16
Figure II.6. Dalles sur trois appuis	16
Figure II.7. Les différents types des dalles sur 3appuis.....	17
Figure II.8. Dalle sur quatre appuis	17
Figure II.9. Coupe de voile en élévation	18
FigureII.10.Schéma de l'escalier	20
Figure .II.11. Escalier type (I)	21
Figure II.12. Escalier type (II).....	22
Figure II.13. Escalier type (III)	23
Figure .II.14.Cage d'ascenseur.....	23
Figure .II.15.Dimension de l'acrotère.....	24
Figure .II.16. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure .II.17. Coupe transversale dans le plancher étage courant	25
Figure .II.18. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine	26
Figure .II.19. Murs extérieurs et intérieurs	27
Figure .II.20. Les Poteaux les plus sollicités.....	31
Figure .II.21. Surface afférente du poteau P ₁ (Terrasse inaccessible et toiture	32
Figure .II.22.Surface afférente du poteau P1 (6 et7eme étages)	32

Liste des figures

Figure .II.23.Surface afférente du poteau P1 (1 ^{er} au 5eme étage et soupente)	33
Figure .II.24. Surface afférente du poteau P ₁ (R.D.C).....	33
Figure .II.25. Surface afférente du poteau P ₁ (Parking).....	34
Figure .II.26. Section brute (B _r)	46

Chapitre III

Figure .III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	50
Figure .III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	50
Figure .III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	51
Figure .III.4.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	51
Figure .III.5. Disposition des poutrelles	52
Figure.III.6.Schéma statique d'une poutrelle.....	55
Figure.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	74
Figure.III.8. schéma statique de la dalle D1	75
Figure.III.9. schéma de ferrailage de balcon D1	84
Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle	84
Figure.III.11.Escalier type 1.....	85
Figure.III.12.Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AC).....	85
Figure.III.13. Section à ferrailer	87
Figure.III.14. Schéma de ferrailage de l'Escalier.....	89
Figure.III.15.Schéma statique de la poutre palière.....	89
Figure . III.16.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	93
Figure III.17.Schéma de ferrailage de la volée I	96
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la volée II.....	98
Figure.III.19.Schéma de ferrailage de l'escalier type II volée III.....	100
Figure.III.20.Schéma de ferrailage escalier type III (volée III en console)	102
Figure III.21.Schéma de ferrailage de la poutre brisée	106
Figure.III.22.Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	109
Figure. III.23.Dalle sur quatre appuis.....	110
Figure III.24.L'ascenseur	114
Figure.III.25.Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	118

Liste des figures

Figure.III.26.Coupe transversale de l'acrotère	119
Figure.III.27.Section à ferrailer	122
Figure.III.28.Schéma de ferrailage de l'acrotère	125

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	131
Figure. IV.2 Disposition des voiles.....	132
Figure.IV.3.1 ^{er} mode $T= 0.82124$ (translation suivant X)	133
Figure. IV.4. 2 ^{ème} mode $T=0.78538$ (translation suivant Y)	133
Figure. IV.5. 3 ^{ème} mode $T=0.0.61196$ (torsion autour de Z).....	134

Chapitre V :

Figure V.1 Zone nodale.....	141
Figure V.2 Section d'un poteau.....	148
Figure V.3 les moments sur la zone nodale.....	160
Figure V.4 Schéma d'un voile plein.....	172
Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile $V_{y=2.5m}$ (niveau RDC)	183

Chapitre VI :

Figure VI .1.Vue en plan de la semelle	185
Figure VI.2 .Coupe P-P'	185
Figure VI.3 .Semelle filante	185
Figure VI .4.Schéma de la rupture de dalle du radier	190
Figure VI.5. Panneau de dalle	190
Figure VI.6 .Ferrailage d'un panneau du radier	193
Figure VI.7 .Section de la nervure à ferrailer	193
Figure.VI.8 .Voile périphérique.....	199
Figure. VI.9.Répartition des contraintes sur le voile	200
Figure. VI.10.Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	203

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1. f_e En fonction du type d'acier	11
Tableau I.2 .L'enrobage des armatures	12

Chapitre II :

Tableau .II.1.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à c.creux.....	25
Tableau .II.2.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à d.pleine.....	26
Tableau .II.3. Evaluation de la charges « G » et surcharges « Q » sur les murs intérieurs et extérieurs.....	27
Tableau .II.4.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers type I et III	27
Tableau II.5.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée de type I et III.....	28
Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée de type II	29
Tableau .II.7.Evaluation des charges de la toiture.....	29
Tableau .II.8.Evaluation des charges du Grenier	29
Tableau.II.9.Evaluation des charges du faux plafond	30
Tableau .II.10.Evaluation des charges de l'Ascenseur	30
Tableau .II.11.Évaluation des charges revenant à l'acrotère.....	30
Tableau II.12.Section des poteaux préalable	35
Tableau .II.13.Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P_1	37
Tableau. II.14.Evaluation des charges « G » pour le poteau P_1	38
Tableau .II.15.Evaluation des charges « G » pour le poteau P_2	41
Tableau II.16.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau.....	44
Tableau II.17.Vérification de la résistance (compression simple)	45
Tableau II.18.Vérification au flambement.....	47
Tableau II.19.Vérification de l'effort normal réduit.....	47

Liste des tableaux

Chapitre III :

Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles.....	53
Tableau .III.2. Combinaisons d'action	54
Tableau .III.3. Les moments isostatiques max en travées	56
Tableau .III.4. Sollicitations à l'ELU (type 1).....	58
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS (type 1)	58
Tableau .III.6. Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher RDC	59
Tableau .III.7. Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher soupenste.....	59
Tableau .III.8. Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher étage courant	60
Tableau .III.9.Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher terrasse.....	60
Tableau .III.10. Evaluation de la flèche Type 2 (Bureau)	70
Tableau .III.11. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC	70
Tableau .III.12.Evaluation de la flèche dans le plancher RDC	70
Tableau .III.13. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher soupenste.....	71
Tableau .III.14. Evaluation de la flèche dans le plancher soupenste	71
Tableau .III.15. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Etage courant.....	71
Tableau .III.16. Evaluation de la flèche dans le plancher soupenste	72
Tableau .III.17. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse inaccessible	72
Tableau .III.18. Evaluation de la flèche dans le plancher Terrasse inaccessible.....	72
Tableau .III.19. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	73
Tableau .III.20. Données des différents types de dalle pleine	75
Tableau .III.21. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	78
Tableau .III.22. Vérification de l'effort tranchant.....	78
Tableau .III.23. Calcul du ferrailage à l'ELU	79
Tableau .III.24. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	80
Tableau .III.25. Vérifications de la flèche à l'ELS	83
Tableau .III.26 . Ferrailage de l'escalier Type I et III	87
Tableau .III.27. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	88
Tableau .III.28. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	89
Tableau .III.29. Résultats de ferrailage de la poutre palière	91

Liste des tableaux

Tableau .III.30 .Vérification des contraintes à l'ELS	92
Tableau.III.31.Les sollicitations dans la volée I (Escalier type II).....	94
Tableau III.32. Ferrailage de la volée I.....	94
Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	95
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans la partie AC de l'escalier	95
Tableau III.35.Les sollicitations dans la volée II (Escalier type II)	96
Tableau III.36.Ferrailage de la volée II	97
Tableau III.37.Vérification de l'état limite de compression du béton.....	97
Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans la partie FD de l'escalier	98
Tableau III.39. Les sollicitations dans la volée III(Escalier type II).....	99
Tableau III.40. Ferrailage de la volée III.....	99
Tableau III.41. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	99
Tableau III.42. Les sollicitations dans la volée III (Escalier type III)	100
Tableau III.43. Ferrailage de la volée III.....	100
Tableau III.44. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	101
Tableau III.45. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	102
Tableau III.46. Les charges revenant sur la poutre brisée.....	103
Tableau III.47. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	103
Tableau III.48. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	104
Tableau III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	105
Tableau III.50. Vérification des contraintes du béton	105
Tableau III.51. Ferrailage des poutres de chaînage.....	107
Tableau III.52. Vérification des contraintes	108
Tableau III.53. Vérification des contraintes en travée	109
Tableau III.54. Résultats de calcule du ferrailage de la dalle d'ascenseur	112
Tableau III.55. Vérification des contraintes	114
Tableau III.56. Résultats de ferrailages	116
Tableau III.57. Résultats des calculs	118
Tableau III.58. Charge permanente revenant à l'acrotère	119
Tableau III.59. Combinaisons d'action de l'acrotère	120

Liste des tableaux

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	127
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	132
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	135
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (E_x).....	135
Tableau IV.5. Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y (E_y).....	136
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit	137
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	137
Tableau IV.8. Vérification des déplacements	138
Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ	139

Chapitre V :

Tableau V.1 Sections finales des poteaux.....	140
Tableau V.2 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	141
Tableau V.3 Sollicitations dans les poteaux.....	143
Tableau V.4 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	145
Tableau V.5 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	146
Tableau V.6 Vérification du flambement pour les poteaux	147
Tableau V.7 Vérification des contraintes dans le béton	148
Tableau V.8 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	149
Tableau V.9 Ferrailage des poutres principales et secondaires	154
Tableau V.10 Vérification des contraintes tangentielles.....	157
Tableau V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	158
Tableau V.12 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	158
Tableau V.13 Vérification de la flèche pour les poutres.....	159
Tableau V.14 Les moments résistants dans les poteaux	161
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poutres.....	161
Tableau V.16 Vérification de la zone nodale	162
Tableau V.17 Schémas de ferrailage des PP et PS(RDC).....	163

Liste des tableaux

Tableau V.18 Schémas de ferrailage des PP et PS (soutente)	164
Tableau V.19 Schémas de ferrailage des PP et PS (1 ^{er} et 2 ^{eme} étages)	165
Tableau V.20 Schémas de ferrailage des PP et PS (3 ^{eme} au 6 ^{eme} étages).....	166
Tableau V.21 Schémas de ferrailage des PP et PS (7 ^{eme} étage)	167
Tableau V.22 Schémas de ferrailage des PP et PS (8 ^{eme} niveau).....	168
Tableau V.23 Schémas de ferrailage des PP et PS (Terrasse inaccessible).....	169
Tableau V.24 Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x = 1.5$ m (soutente)	173
Tableau V.25 Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 3.80$ m dans tous les niveaux.....	175
Tableau V.26 Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 4.65$ m dans tous les niveaux.....	176
Tableau V.27 Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 4.30$ m dans tous les niveaux.....	177
Tableau V.28 Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 1.5$ m dans tous les niveaux.....	178
Tableau V.29 Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 4.53$ m dans tous les niveaux.....	179
Tableau V.30 Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 4.35$ m dans tous les niveaux.....	180
Tableau V.31 Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 3.5$ m dans tous les niveaux.....	181
Tableau V.32 Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 2.5$ m dans tous les niveaux.....	182

Chapitre VI :

Tableau VI .1 Résumé des résultats du ferrailage du radier.	191
Tableau VI.2 .Vérification des contraintes de radier.....	192
Tableau VI.3 . Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.....	192
Tableau VI.4 .Vérifications des contraintes de radier	192
Tableau VI.5.Charge trapézoïdale et triangulaire	194
Tableau VI.6.Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	192
Tableau VI.7.Sollicitations maximales (sens X-X).	192
Tableau VI.8.Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	196
Tableau VI.9.Sollicitations maximales (sens Y-Y)	196
Tableau VI.10.Tableau De ferrailage des nervures.	196
Tableau VI.11.Vérification des contraintes dans les nervures.....	197
Tableau VI.12.Calcul des sections d'armatures à l'ELS.	197
Tableau VI.13.Vérifications des contraintes dans les deux sens.....	197

Liste des tableaux

Tableau VI.14.Schémas de ferrailages des nervures.....	198
Tableau VI.15.Section des armatures du voile périphérique	201
Tableau VI.16.vérification des contraintes.	202
Tableau VI.17.Calcule des sections d'armatures à l'ELS.	203
Tableau VI.18.vérifications des contraintes dans les deux sens.....	203

NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G : Charges permanentes.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

NOTATIONS :

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_{ji} : la flèche correspondant à j .

f_{gi} : la flèche correspondant à g .

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

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

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h : Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

NOTATIONS :

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

ht : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

L'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

NOTATIONS :

R : Coefficient de comportement global.

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

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s: Contrainte de compression dans l'acier

σ_j: Contrainte correspondant à j.

σ_g: Contrainte correspondant à g.

σ_q: Contrainte correspondant à q.

γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b: Coefficient de sécurité.

γ_s: Coefficient de sécurité.

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u: Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v: Coefficient différé.

Introduction

Générale

Introduction générale

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8+Comble+Parking, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8+Comble+Parking), implanté à Bejaia ville, cette structure est destinée à usage multiple (habitation, bureau et commercial), elle est Classé d'après les Règles Parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

I.2.1. Description architecturale :

Hauteur totale du bâtiment : 31,81m.

Hauteur du parking : 3,06m.

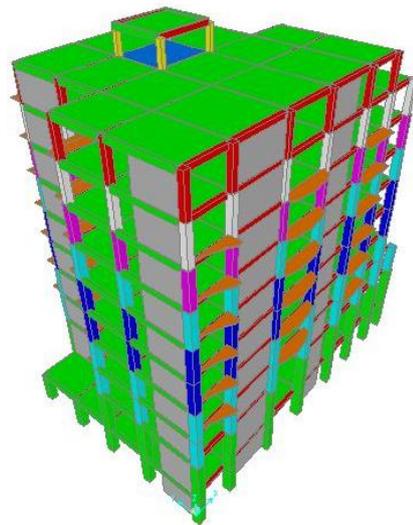
Hauteur du RDC : 4,58m.

Hauteur de la soupenne : 3.06m

Hauteur des étages courants : 3,06m.

Longueur de bâtiment : 28,77m.

Largeur de bâtiment : 18.75 m.



La contrainte de sol est de 1,5 bar avec un ancrage de 3.5m. Le site est de catégorie S3, qui concerne les sols meuble.

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone IIa. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.2.2. Description structurale :

➤ Plancher :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

➤ Escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ Maçonnerie :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm, pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : ils sont en simples parois, réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10cm.

- **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.
- **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- **L'infrastructure** : Comme dans notre cas le choix s'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :
 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- CBA93. (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.2.

I.4. Les états limites (CBA 93) :

Définition :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

a). Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b). Etat limite de service (ELS) :

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

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.5. Hypothèses de calcul :**➤ E.L.U**

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

➤ E.L.S

- 1- conservation des sections planes, avant et après déformation.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 5- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 6- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

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

I.6. Les actions et les sollicitations :**➤ Définition des actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

On distingue :

a). Actions permanentes (G)

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b). Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation.
- les charges appliquées durant l'exécution.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

c). Actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions soit permanentes (G), variables (Q), accidentelles (FA)

➤ Combinaisons d'action :

a). Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU : (CBA 93)

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + 1.3 \Psi_{0i} Q_i.$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b). Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS : BAEL (Article A.3.3.3)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \Psi_{0i} Q_i$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

c). Sollicitations accidentelles :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

➤ **Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions de (article 5.2 page 38) à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durable :} & \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\ \text{Situations accidentelles:} & \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right. : \text{Uniquement pour les structures auto-stables} \end{aligned}$$

Avec E : action du séisme.

I.7. Les matériaux de construction:

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

I.7.1. Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel), dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

➤ **Composition du béton :**

Pour un mètre cube de béton courant est composé de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPJ 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

➤ **Caractéristiques mécaniques du béton : (CBA93)**

a). Résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} . (Figure 1)

$$\text{Si } j \leq 28j \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Si $j > 28j$ $f_{cj} = f_{c28}$.

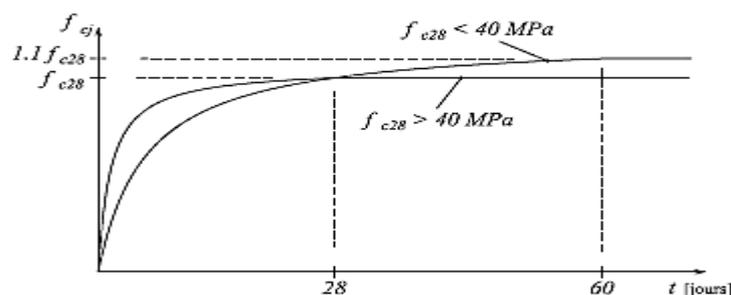


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour $1m^3$ de béton courant dosé à 350kg de ciment (CEM 325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b). Résistance caractéristique du béton à la traction f_{tj} : (CBA93)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}$$

Pour j=28 jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c). Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

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

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d). Module déformation longitudinale du béton :

- **Les modules de Yong instantané E_{ij} :**

Sont calculer pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{ (CBA 93)}$$

Pour j=28 jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donne $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

- **Les modules de Young différé E_{vj} :**

Sont calculer pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots \dots \dots \text{ (CBA 93)}$$

Pour j=28 jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donne $E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale du béton (G):**

Est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \dots \dots \dots \text{ (CBA 93)}$

Avec : E : module de Young

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

Pour le calcul des sollicitations, à l'ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

Pour le calcul des déformations, à l'ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f). Diagramme contraintes déformations du béton :

Diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations relatives (ϵ_{bc})

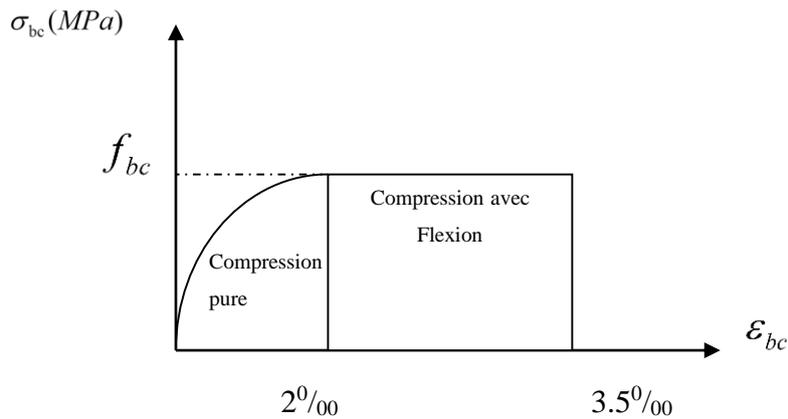


Figure I.2.Diagramme de calcul des contraintes déformation du béton.

f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bc} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

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

Les différentes valeurs de θ

$$\theta = \begin{cases} 1 \dots \text{si durée} > 24h \\ 0.9 \dots \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 \dots \text{si } h < 1h \end{cases}$$

Le diagramme parabole rectangle est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

g). La contrainte de compression à l'ELU

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.3.41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \quad \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \quad \text{Pour une situation courante.} \end{array} \right.$

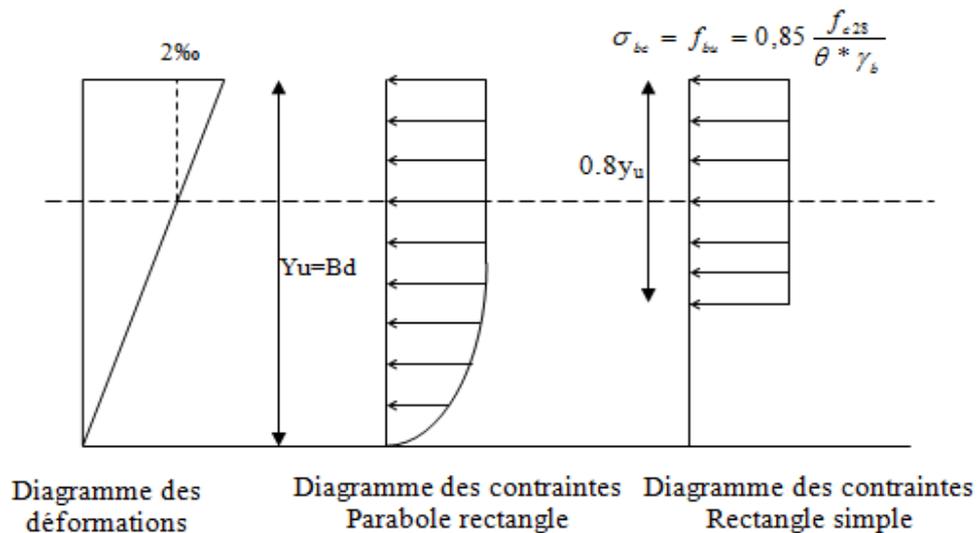


Figure I.3.Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression- flexion).

I.7.2 L'acier :

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- Les treillis soudés : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement
- Les ronds lisses : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- Les barres de haute adhérence : Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le **RPA** (article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5‰

Dans notre ouvrage en utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

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

Contraintes limites σ_s

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

Principales armatures utilisées :

Tableau I.1. f_e En fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{MPa}$.

➤ **Diagramme de calcul des contraintes déformations pour les aciers :**

Le diagramme se compose de deux parties :

Droite de Hooke ($\sigma = E \cdot \epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

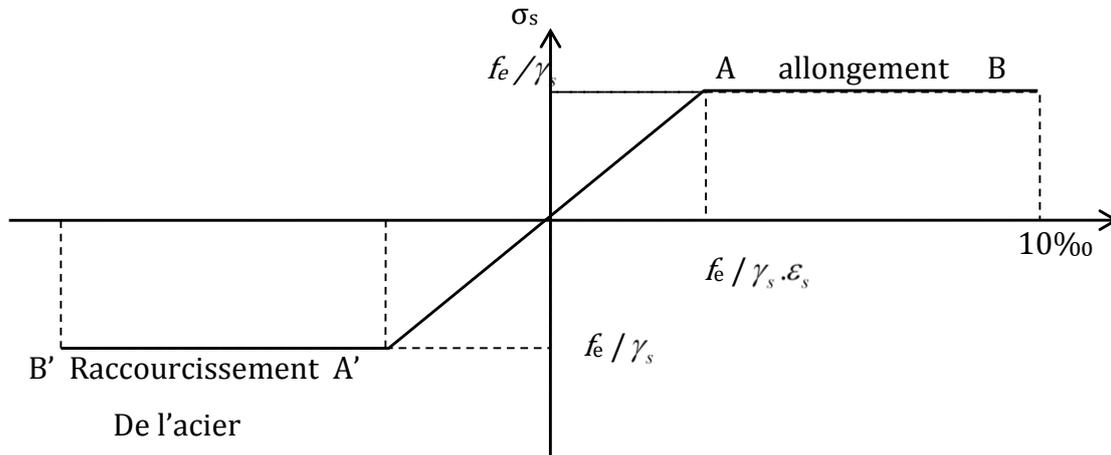


Figure I.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.8. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

Chapitre II
Pré dimensionnement
des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, le pré dimensionnement se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,...).

II.2. pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils séparent entre deux étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA 93 Art B.6.8.4.2}).$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (500 - 30) = 470\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{470}{22,5} = 20,89\text{cm} \Rightarrow h_t = 24\text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4$) = 24 cm

- $h_{cc} = 20\text{ cm}$: Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4\text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

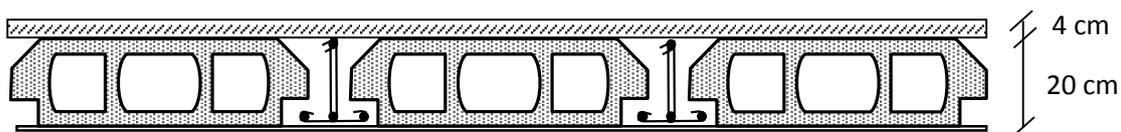


Figure II.1. Plancher à corps creux.

II.2.2. Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.2).

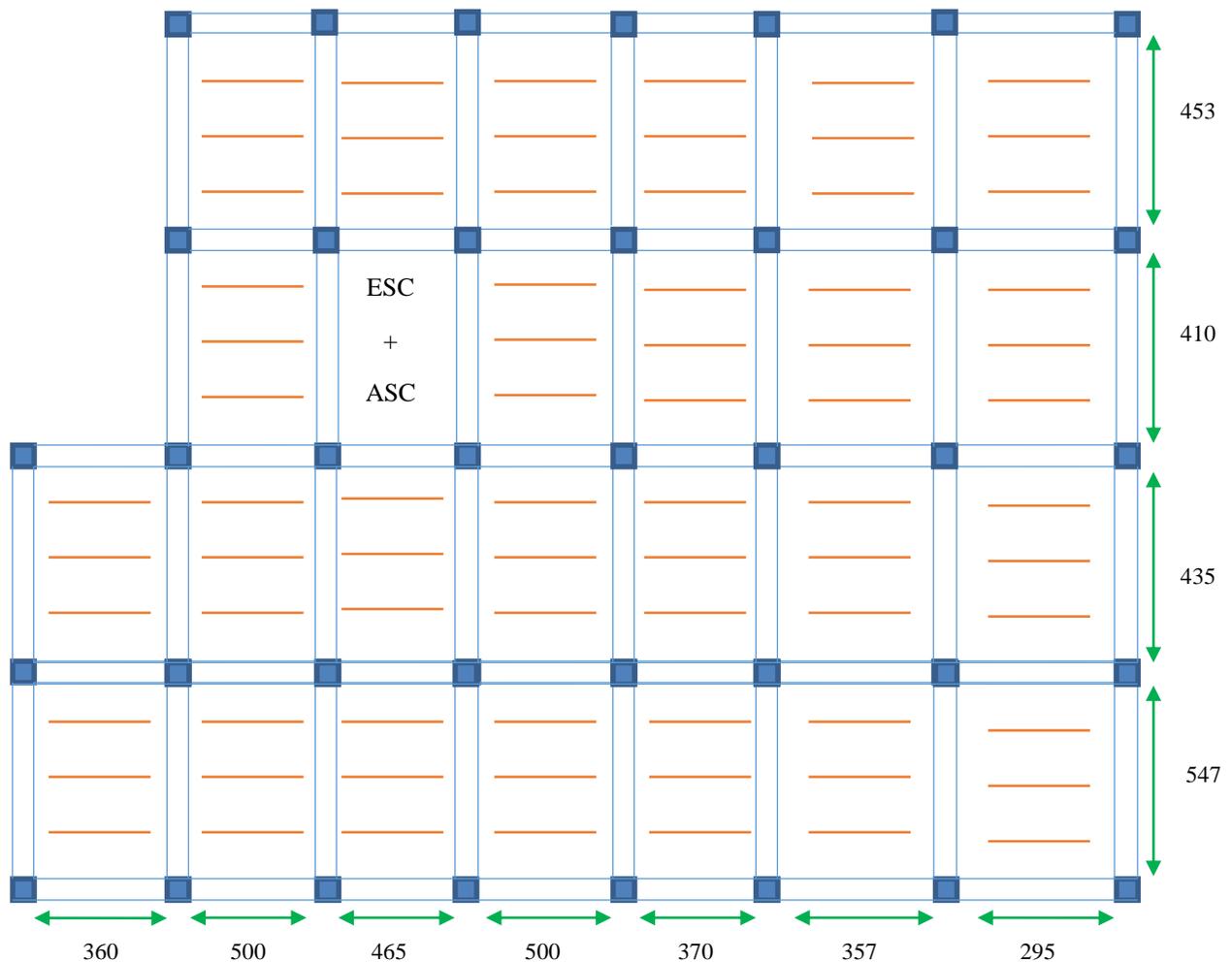


Figure II.2. Disposition des Poutrelles.

La dalle de compression à prendre est définie par :

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

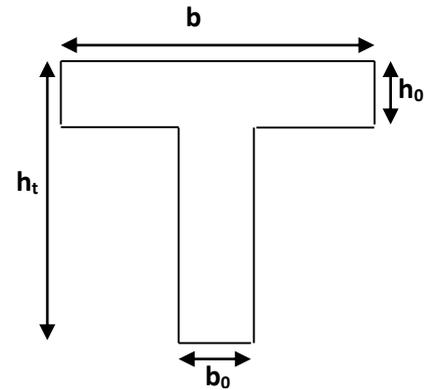


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

Avec :

L_x : représente la distance entre nus de poutrelles ($l_x = 53$ cm).

L_y : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 265$ cm).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 9.6 \leq b_0 \leq 14.4 \quad ; \text{ On prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 12 = 53 \text{ cm} ; L_y = 295 - 30 = 265 \text{ cm}$$

$$\frac{b-12}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{53}{2}; \frac{265}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 65$ cm

II.2.3. Plancher à dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a) Résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. avec $\rho \leq 0,4$.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à L_x
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. $\rho > 0,4$

L_x : est la plus petite portée de panneau sollicité. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

b) Résistance au feu

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

c) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage de l'ascenseur, et quelques panneaux. On distingue trois types :

1. Dalle sur un seul appui

- **D1** : $L_x=55$ cm ; $L_y=305$ cm

$$e \geq \frac{55}{20} \Leftrightarrow 2,75 \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

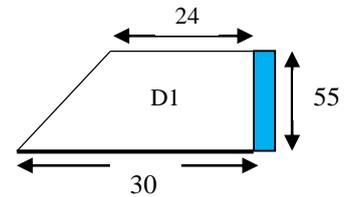


Figure II.4. Dalle sur un appui

2. Dalle sur deux appuis

- **D2** : $L_x=88$ cm ; $L_y=340$ cm

$$\rho = \frac{88}{340} = 0,25 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{88}{35} \leq e \leq \frac{88}{30} \Leftrightarrow 2,51 \leq e \leq 2,93 \Rightarrow e = 2,60 \text{ cm}$$

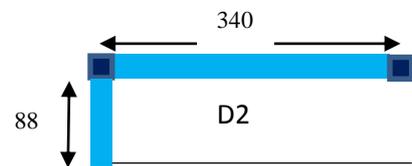
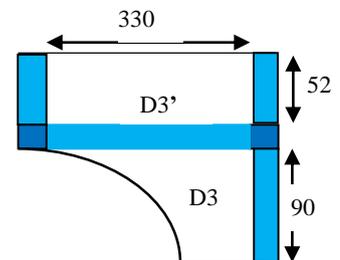


Fig. II.5. Dalle sur deux appuis

- **D3** : $L_x= 90$ cm ; $L_y=330$ cm

$$\rho = \frac{90}{330} = 0,27 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{90}{35} \leq e \leq \frac{90}{30} \Leftrightarrow 2,57 \leq e \leq 3 \Rightarrow e = 2,60 \text{ cm}$$



3. Dalle sur trois appuis

- **D3'** : $L_x= 52$ cm ; $L_y=330$ cm (**Fig. II.6**)

$$\rho = \frac{52}{330} = 0,15 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{52}{35} \leq e \leq \frac{52}{30} \Leftrightarrow 1,48 \leq e \leq 1,73 \Rightarrow e = 1,60 \text{ cm}$$

- **D4** : $L_x=97$ cm ; $L_y=435$ cm

$$\rho = \frac{97}{435} = 0,22 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{97}{35} \leq e \leq \frac{97}{30} \Leftrightarrow 2,77 \leq e \leq 3,23 \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$



Fig. II.6. Dalle sur trois appuis

- **D5** : $L_x=120$ cm ; $L_y=265$ cm

$$\rho = \frac{120}{265} = 0,45 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \Leftrightarrow 2,67 \leq e \leq 3 \Rightarrow e = 2,80 \text{ cm}$$

- **D6** : $L_x=88$ cm ; $L_y=340$ cm

$$\rho = \frac{88}{340} = 0,25 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{88}{35} \leq e \leq \frac{88}{30} \Leftrightarrow 2,5 \leq e \leq 2,9 \Rightarrow e = 2.5 \text{ cm}$$

- **D7** : $L_x=150$ cm ; $L_y=435$ cm

$$\rho = \frac{150}{435} = 0,34 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Leftrightarrow 4,28 \leq e \leq 5 \Rightarrow e = 4.3 \text{ cm}$$

4. Dalle sur quatre appuis (Ascenseur)

- **D8** : $L_x = 165$ cm ; $L_y = 200$ cm

$$\rho = \frac{380}{435} = 0,825 \Rightarrow \rho > 0,4$$

$$\frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \Leftrightarrow 3.67 \leq e \leq 4.125 \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

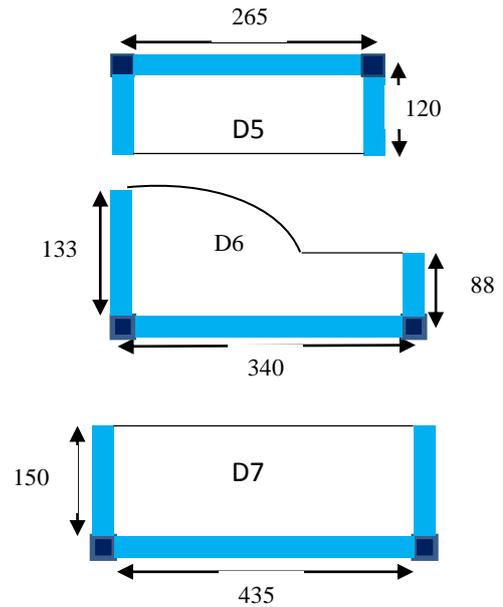


Fig. II.7. Dalles sur 3 appuis.

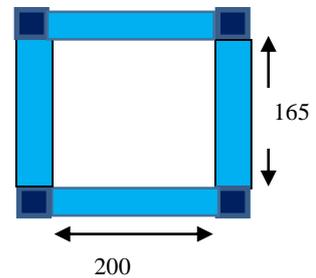


Fig. II.8. Dalle sur quatre appuis.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré-dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu $e \geq 11$ cm

D'où on adopte pour une épaisseur :

- $e = 12$ cm, pour les dalles pleine.
- $e = 15$ cm, pour la dalles pleine (Ascenseur) à cause de chargements important.

II.24. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$ (2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$ (3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile

Dans notre projet on a trois différentes hauteurs libres d'étage :

- **Parking et Soupente**

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

$e \geq 282 / 20 = 14.10 \text{ cm}$

- **RDC :**

$h_e = 458 - 24 = 434 \text{ cm}$

$e \geq 434 / 20 = 21.70 \text{ cm}$

- **les étages courants:**

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

$e \geq 282 / 20 = 14.10 \text{ cm}$

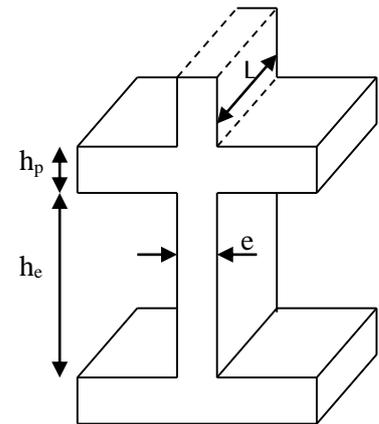


Fig. II.9.Coupe de voile en élévation

On adopte :

$e : 20 \text{ cm}$ pour Parking, RDC et soupente

$e : 15 \text{ cm}$ pour les étages courants

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$L_{\min} \geq 4 e$ d'où $L_{\min} = 80 \text{ cm}$ pour Parking, RDC et soupente

$L_{\min} = 60 \text{ cm}$ pour les étages courants

II.2.5. Les poutres

Selon le BAEL 91 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

II.2.5.1.les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 547 - 30 = 517 \text{ cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 517 \text{ cm} \Rightarrow 34,47 \text{ cm} \leq h \leq 51,7 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h} = 40 \text{ cm} \quad \mathbf{b} = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.5.2. Les poutres Secondaire

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}.$$

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

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

On adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$

II.2.6. Les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Parking, RDC et soupenle poteaux $(50, 50) \text{ cm}^2$
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage poteaux $(45, 45) \text{ cm}^2$
- 4^{ème}, 5^{ème} étage poteaux $(40, 40) \text{ cm}^2$
- 6^{ème}, 7^{ème} étage poteaux $(35, 35) \text{ cm}^2$
- Sous terrasse inaccessible poteaux $(30, 30) \text{ cm}^2$

II.2.7. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

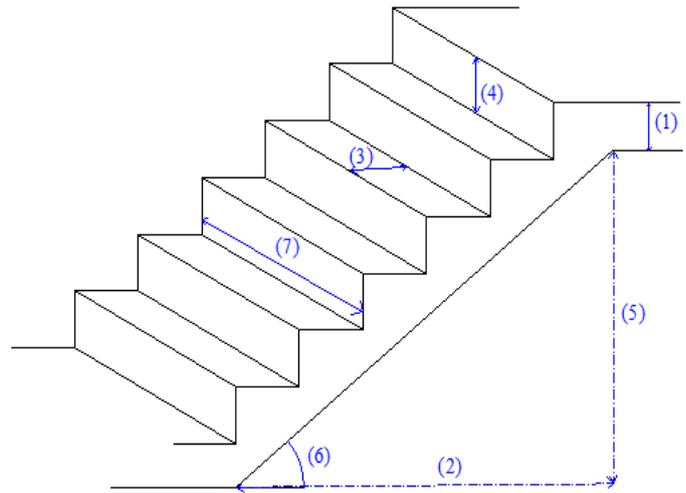


Figure II.10. Schéma de l'escalier

H : Hauteur d'étage

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche.

H₀ : la hauteur de la volée.

L₀ : la longueur projetée de la volée.

h : la hauteur des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

g : la largeur se situe entre 25 et 32 cm.

$$\mathbf{H_0} = n \times h \Rightarrow \mathbf{h} = H_0/n$$

$$\mathbf{L_0} = (n-1) \times g \Rightarrow \mathbf{g} = L_0/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H_0/n) = 64$$

n : est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2 H_0 = 0$.

II.2.7.1. Différents types d'escaliers

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers en béton armé :

1). Type I (Parking et les étages courants) : deux volées identiques avec un palier intermédiaire.

➤ Pour les volées (I) et (II)

$H_0 = 1,53m.$

$L_0 = 2,6m.$

$\alpha = 30.47^\circ$

$L_p = 1,2 m.$

$l_v = \frac{2.6}{\cos 30.47} \Rightarrow l_v = 3.02m$

$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 260) n + 2 \times 153 = 0$

$\Rightarrow n = 9.33$

Nombre de contre marche (n) = 9

Nombre de marche (n-1) = 8

$g = L_0 / n - 1 = 260 / 8 = 32.5cm$

$h = H_0 / n = 153 / 9 = 17 cm$

• **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$L/30 \leq e \leq L/20$ avec $L = L_v + L_p$

$L = 302 + 120 = 422 cm \Rightarrow 14.07 \leq e \leq 21.1$

$\Rightarrow e = 15cm$

2). Type II (RDC) : deux volées en quartier tournant

$H_{01} = 1.53m, H_{02} = 2.20m$ et $H_{03} = 0.85m$

$L_{01} = 2.40 m, L_{02} = 3.60m$ et $L_{03} = 1.20m$

$\alpha_1 = 32.51^\circ, \alpha_2 = 31.42^\circ$ et $\alpha_3 = 35.31^\circ$

$L_{v1} = 2.40 / \cos 32.51^\circ \Rightarrow L_{v1} = 2.84 m$

$L_{v2} = 3.6 / \cos 31.42^\circ \Rightarrow L_{v2} = 4.21 m$

$L_{v3} = 1.20 / \cos 35.31^\circ \Rightarrow L_{v3} = 1.47 m$

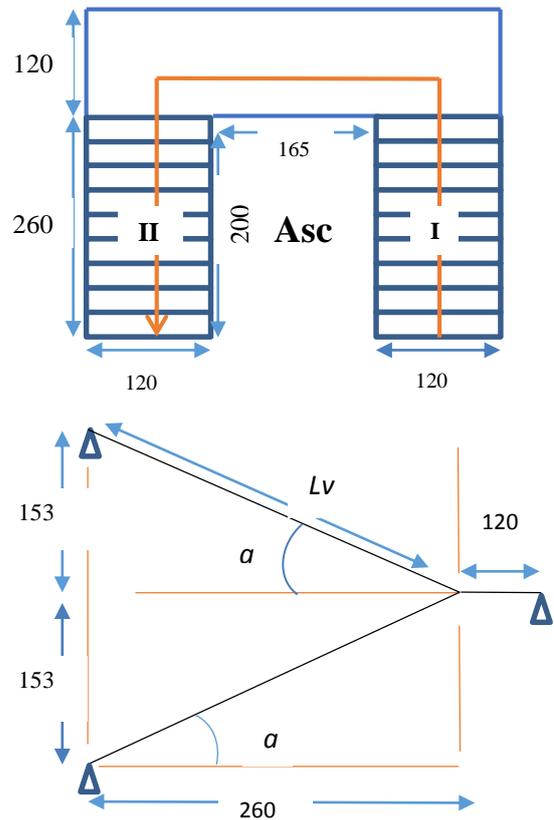


Figure II.11. Escalier type (I).

➤ Pour la volée (I)

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) n + 2 \times 153 = 0$$

$$n = 9 \Rightarrow n-1 = 8$$

$$g = L_{01} / n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H_{01} / n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

• Epaisseur de la pailleasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec } L = L_{v1}$$

$$L = 284 \text{ cm} \Rightarrow 9.47 \text{ cm} \leq e \leq 14.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

➤ Pour la volée (II)

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 220 + 360) n + 2 \times 220 = 0$$

$$n = 13 \Rightarrow n-1 = 12$$

$$g = L_{02} / n-1 = 360/12 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H_{02} / n = 220/13 = 17 \text{ cm}$$

• Epaisseur de la pailleasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec } L = L_{v2}$$

$$L = 421 \text{ cm} \Rightarrow 14.03 \text{ cm} \leq e \leq 21.05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ Pour la volée (III) intermédiaire

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 85 + 120) n + 2 \times 85 = 0$$

$$n = 5 \Rightarrow n-1 = 4$$

$$g = L_{03} / n-1 = 120/4 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H_{03} / n = 85/5 = 17 \text{ cm}$$

• Epaisseur de la pailleasse :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec } L = L_{v3}$$

$$L = 147 \text{ cm} \Rightarrow 4.9 \text{ cm} \leq e \leq 7.37 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

N.B :

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les volées

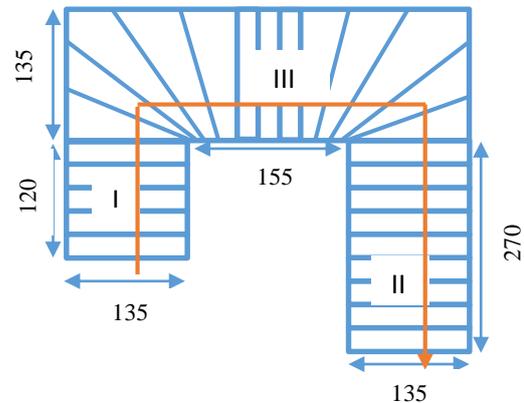


Figure II.12. Escalier type (II).

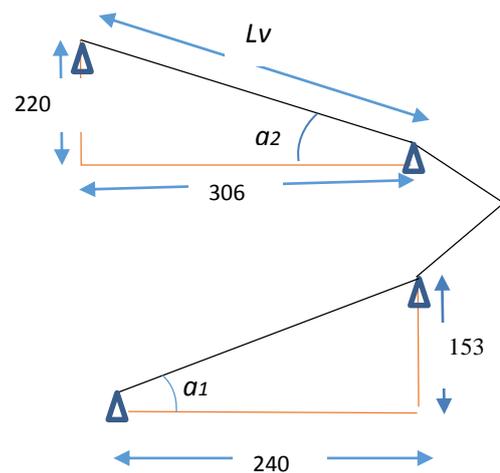


Figure II.13. Schéma statique de l'escalier type II.

3). Type III (RDC) : trois volées avec deux paliers de repos

➤ **Pour les volées (I),(II) et (III)**

Comme les volées (I) et (II) de type (I) et les volées (I),(II) et (III) de type (III) sont identiques on prend pour chaque volées:

Nombre de contre marche (n) =9

Nombre de marche (n-1) = 8

g = 32.5cm

h = 17 cm

e =15cm

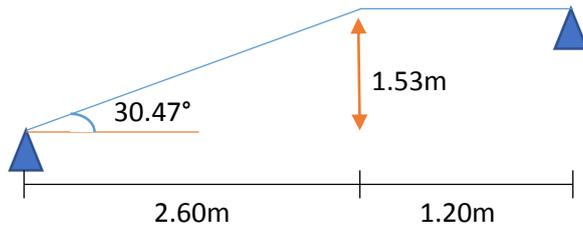


Figure II.15. Schéma statique des volées I, II et III

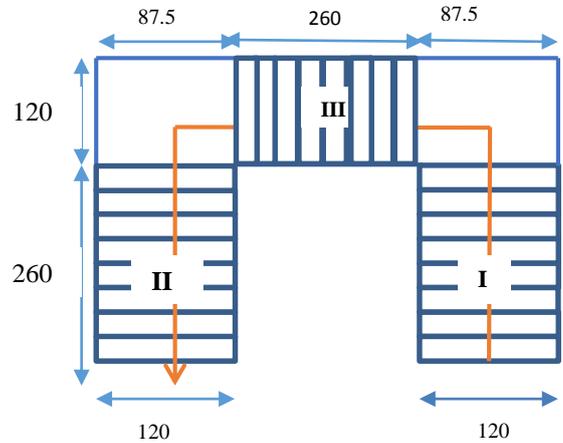


Figure II.14. Escalier type (III).

II.2.8. Ascenseur

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 08 personnes.

II.2.8.1. Caractéristiques de l'ascenseur :

L : longueur de l'ascenseur L=200 cm.

l: largeur de l'ascenseur l=165 cm.

H : Hauteur de l'ascenseur

W : Puissance de l'ascenseur=6,8 kw.

Fc : Charge due à la cuvette=145 kn.

Pm : Charge due à l'ascenseur=15 kn

Dm : charge due à la salle des machines = 51 Kn

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse V= 1.6 m/s

Donc $g = Dm + Pm + P_{personnes} = 72.3 \text{ kn}$

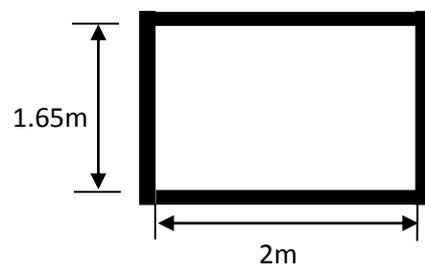


Figure II.16. Cage d'ascenseur

II.2.9. l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

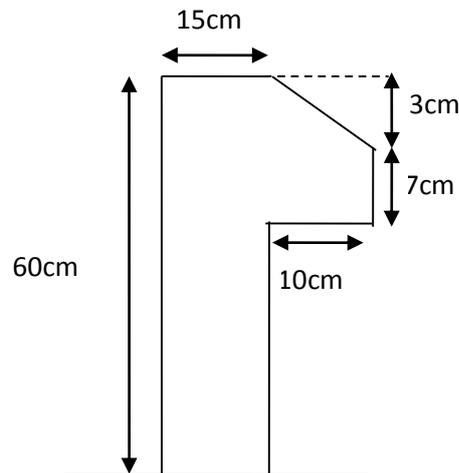


Figure II.17. Dimension de l'acrotère.

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

- **Charge horizontale (Charge sismique)**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

➤ **Plancher terrasse et plancher courant :**

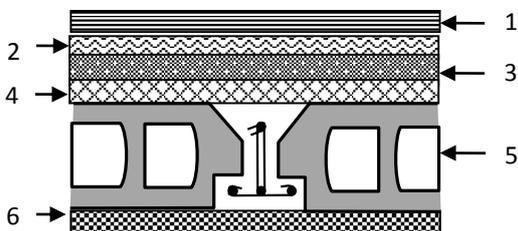


Figure II.16.Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

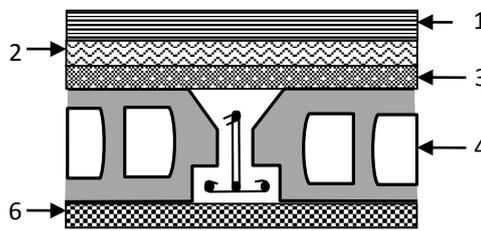


Figure II.17.Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.1 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers a corps creux.

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à cc (20+4)	/	/	3.30	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total	/	/	/	/	6.12	1
Plancher RDC, Soupente et les étages courants	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à cc (20+4)	/	/	3.30	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.66	1.5

NB :

- pour l'étage à usage commercial (RDC) la charge d'exploitation Q= 5 KN/m²...(**DTR BC 2.2**)
- Pour l'étage à usage bureaux (soupente) la charge d'exploitation Q = 2.5 KN/m²

➤ Plancher à dalle pleine :

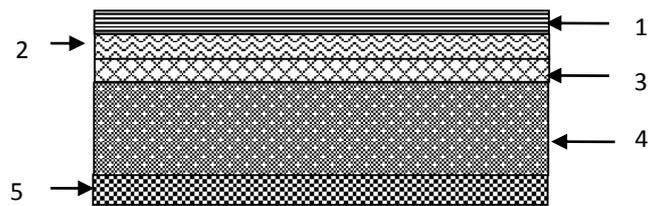


Figure II.18. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	20	0.02	0.4	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
Total	/	/	/	/	4.36	3.5
Dalle pleine (Ascenseur)	1	Revêtement carrelage	20	0.02	0.40	2.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20	
Total	/	/	/	/	5.11	2.5

II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

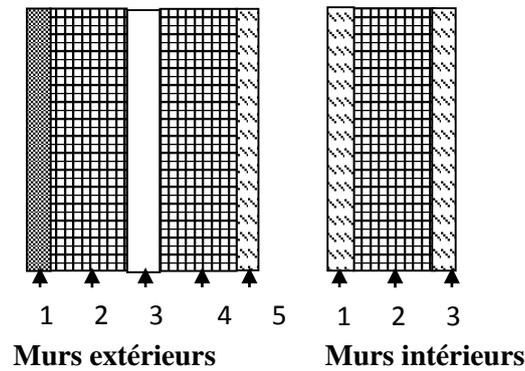


Figure II.19 Murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

➤ Les paliers :

Tableau II.4: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers type I et III

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	
Carrelage	20	0.02	0.40	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	

Lit de sable	18	0.02	0.36	2.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
Total	/	/	5.31	2.5

➤ Les volées :

A) .La volée d’escalier type I et III :

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

- Poids de la paillasse et de la couche d’enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d’une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal: $\gamma.e$, Vertical: $\gamma.e. (h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée de type I et III

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse1 type I		25	0.15/cos α	4.35	2.5
Paillasse2 type I		25	0.15/cos α	4.35	
Paillasse1 type III		25	0.15/cos α	4.35	
Paillasse2 type III		25	0.15/cos α	4.35	
Paillasse3 type III		25	0.15/cos α	4.35	
Les marches		22	0.17/2	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	0.02	0.26	
	Total			0.7	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	0.02	0.21	
	Total	/	/	0.61	
Enduit de ciment		20	0.02	0.4	
Total Paillasse1 type I		/	/	7.93	2.5
Total Paillasse2 type I				7.93	
Total Paillasse1 type III				7.93	
Total Paillasse2 type III				7.93	
Total Paillasse3 type III				7.93	

B). La volée d'escalier type II :

Tableau II.6 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée de type II

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse1		25	0.15/cos α	4.45	2.5
Paillasse2		25	0.15/cos α	4.39	
Paillasse3		25	0.15/cos α	4.6	
Les marches		22	h/2	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	0.02	0.26	
	Total			0.7	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	0.02	0.21	
	Total	/	/	0.61	
Enduit de ciment		20	0.02	0.4	
Total paillasse1		/	/	8.03	
Total paillasse2				7.97	
Total paillasse3				8.18	

Tableau II.7: Evaluation des charges de la toiture

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Tuile mécanique (liteaux)	/	/	0.45	1
Total	/	/	0.45	1

Tableau II.8. Evaluation des charges du Grenier

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher (20+4)	/	/	3.3	1
Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
Total	/	/	3.70	1

Tableau II.9. Evaluation des charges du faux plafond

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Faux plafond	9	0.02	0.18

Tableau II.10. Evaluation des charges de l'Ascenseur

Poids propre de la dalle et enduit de ciment	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=(25 \times 0.12)+(18 \times 0.02)$	$S=Lx \times Ly$ $=1.65 \times 2$	$G_2=Fc /S$ $=145/3.3$	$G=G_1+G_2$ $=3.36+43.94$
$G_1=3.36 \text{Kn/m}^2$	$S=3.3$	$G_2=43.94$	$G=47.3$

Tableau II.11. Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,0985	25	2.46
Enduit de ciment intérieur	2	0,0154	20	0.31
Enduit de ciment extérieur	2	0,012	20	0.24
Charge permanente totale G				3.01
Charge d'exploitation Q				1

II.4. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

II.4.1. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon le **CBA 93**(article b.8.4.1) les exigences du RPA (Article 7.1.4)

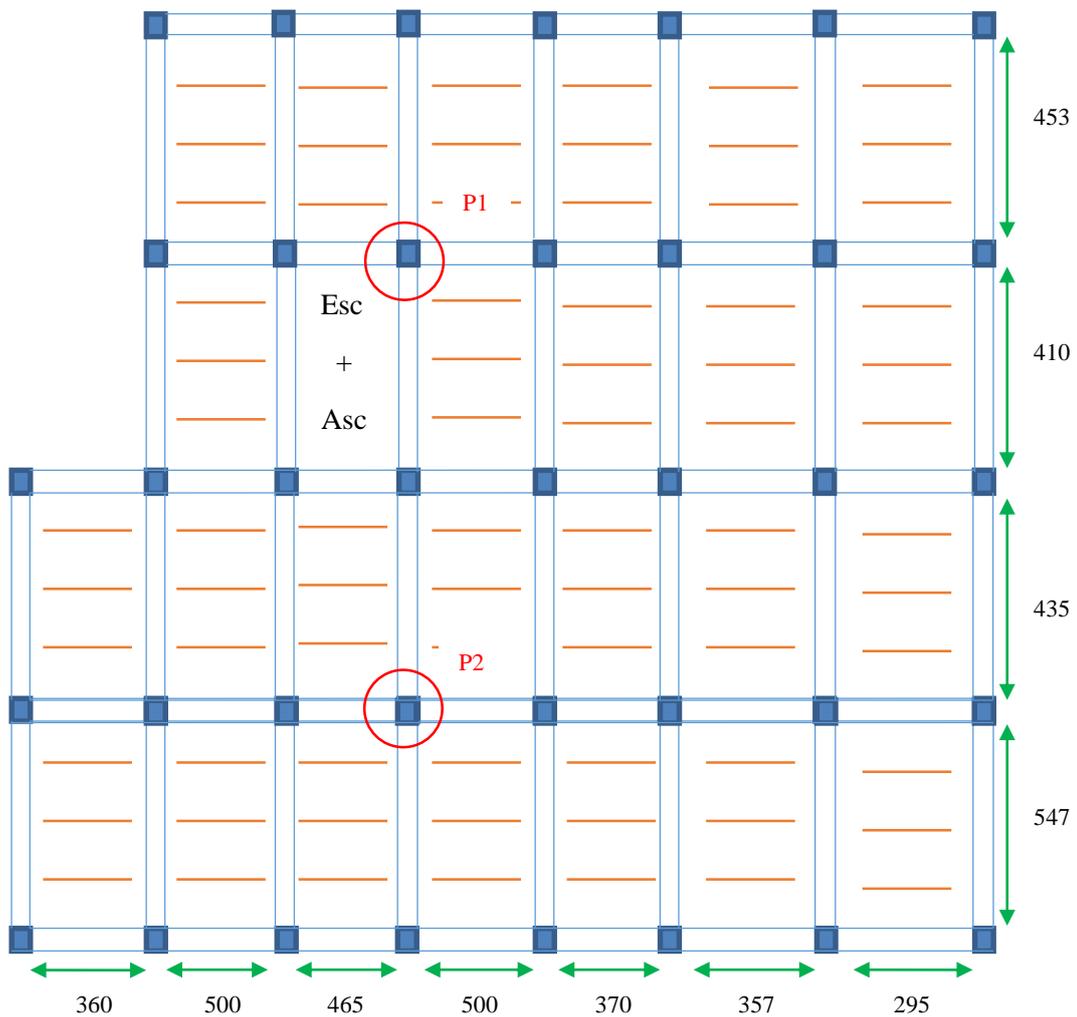


Figure II.20. Les Poteaux les plus sollicités.

II.4.1.1. Les charges revenant au poteau P_1 sont :

➤ **Terrasse inaccessible N1**

S1 : surface afférente de la toiture inclinée

S2, S3 : surface afférente du plancher corps creux

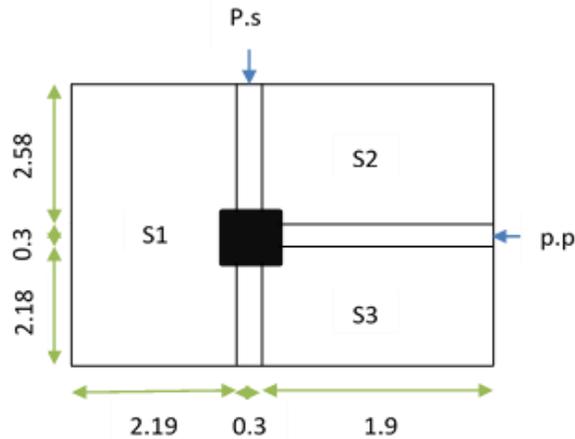


Figure.II.21. Surface afférente du poteau P_1 (Terrasse inaccessible et toiture).

➤ **Pour 7^{ème} étage :**

S1, S4 sont des surfaces afférentes du faux plafond

S2, S3 sont des surfaces afférentes du plancher corps creux

➤ **Pour 6^{ème} étage :**

S1, S2 et S4 sont des surfaces afférentes du plancher corps creux

S3 sont des surfaces afférentes du plancher dalle pleine d'ascenseur

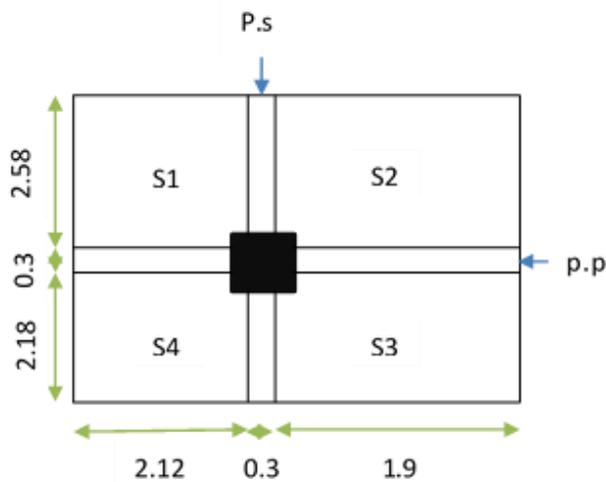


Figure.II.22. Surface afférente du poteau P_1 (6 et 7^{ème} étages).

➤ Pour le 1^{er} au 5^{eme} étages et soupenle :

S1, S2 et S4 sont des surfaces afférentes du plancher corps creux

S3 surface afférentes de l'escalier

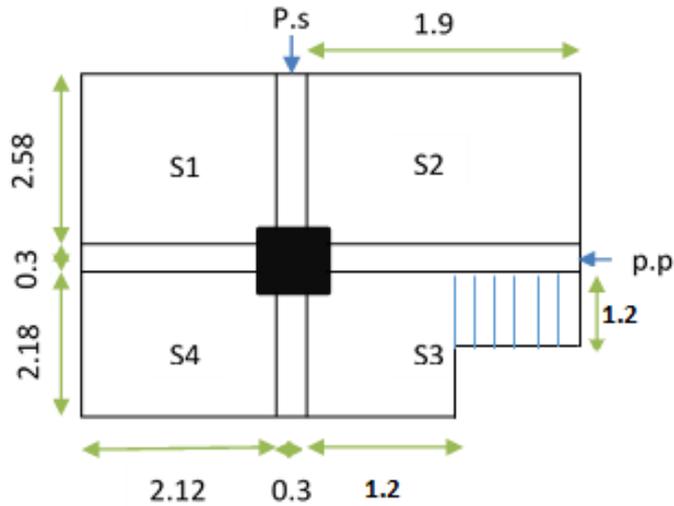


Figure.II.23. Surface afférente du poteau P₁ (1^{er} au 5^{eme} étage et soupenle).

➤ Pour le RDC

S1, S2 et S4 : sont des surfaces afférentes du plancher corps creux

S3 : surface afférentes de l'escalier

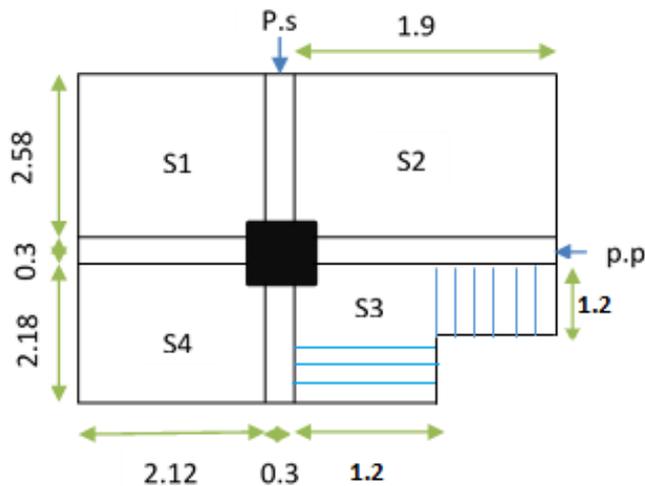


Figure.II.24. Surface afférente du poteau P₁ (R.D.C).

➤ **Pour le Parking**

S1, S2 et S3 sont des surfaces afférentes du plancher corps creux

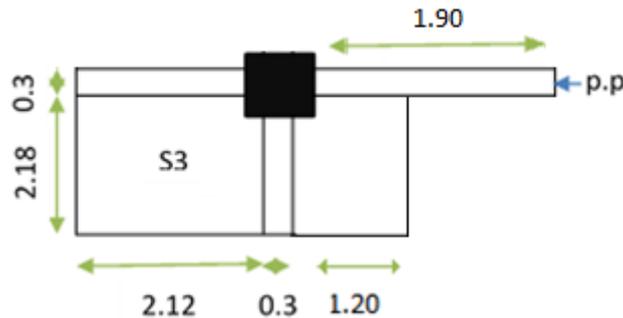


Figure.II.25. Surface afférente du poteau P₁ (Parking).

• **La longueur des PP**

$L_{PP} = 1.9$ m pour la terrasse inaccessible

$L_{PP} = 2.12 + 1.9 = 4.02$ m pour les étages courant et parking, RDC, soupen

• **La longueur des PS**

$L_{PS} = 2.18 + 2.58 = 4.76$ m pour terrasse inaccessible

$L_{PS} = 2.18 + 2.58 = 4.76$ m pour RDC, soupen

$L_{PS} = 2.18$ m pour le parking

• **Calcul des surfaces afférentes :**

Surface afférente: $S_{\text{afférente}} = S1 + S2 + S3 + S4$

➤ **Terrasse inaccessible**

$$S_{\text{Toiture}} = 2.19 * (2.18 + 0.30 + 2.58) = 11.08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{TERRASSE}} = 1.90 * (2.18 + 2.58) = 9.04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Total}} = 20.12 \text{ m}^2$$

➤ **7^{ème} étage**

$$S_{\text{CC}} = 1.90 * (2.18 + 2.58) = 9.04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{F.Plafond}} = 2.12 * (2.18 + 2.58) = 10.09 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Total}} = 19.13 \text{ m}^2$$

➤ **6^{ème} étage**

$$S_{\text{CC}} = 2.12 * (2.18 + 2.58) + (2.58 * 1.9) = 15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{DP}} = 1.90 * 2.18 = 4.14 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Total}} = 19.14 \text{ m}^2$$

➤ **1^{er} au 5^{ème} étage, soupen**

$$S_{CC} = (2.58*2.12) + (2.18*2.12) + (1.90*2.58) = 15 \text{ m}^2$$

$$S_{ESC} = S_{P.R} + S_{Paillasse}$$

$$S_{P.R} = (1.20*2.18) = 2.61 \text{ m}^2$$

$$S_{Paillasse} = (1.20*0.7) / \text{Cos } 30.47^0 = 0.975 \text{ m}^2$$

$$S_{ESC} = 3.58 \text{ m}^2$$

➤ **RDC**

$$S_{CC} = 2.12*(2.18+2.58) + (1.90*2.58) = 15 \text{ m}^2$$

$$S_{ESC} = S_{P.R} + S_{Paillasses}$$

$$S_{P.R} = (1.20*1.20) = 1.44 \text{ m}^2$$

$$S_{Paillasses} = (1.20*(0.70+0.98)) / \text{Cos } 30.47^0 = 2.33 \text{ m}^2$$

$$S_{ESC} = 3.77 \text{ m}^2$$

➤ **Parking**

$$S_{CC} = 2.12*2.18 = 4.62 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 1.2*2.18 = 2.61 \text{ m}^2$$

• **Les poteaux**

On suppose les sections des poteaux comme suit :

Tableau II.12. section des poteaux préalable.

Etages	Parking	RDC	Soupenite	1-2-3	4-5	6-7	8
S (cm2)	50*50	50*50	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
H (m)	3.10	4.63	3.10	3.10	3.10	3.10	2.15
G (KN)	19.37	28.93	19.37	15.69	12.40	9.49	4.83

• **Terrasse inaccessible :**

$$G = 9.04*6.12 = 55.32 \text{ KN}$$

$$Q = 1*9.04 = 9.04 \text{ KN}$$

• **Toiture (Tuile) :**

$$G = 11.05*0.45 = 4.97 \text{ KN}$$

$$Q = 11.05*1 = 11.05 \text{ KN}$$

• **7^{eme} étage :**

$$G_{FP} = 10.09*0.18 = 1.82 \text{ KN}$$

$$G_{CC} = 9.04*3.70 = 33.45 \text{ KN}$$

$$Q_{CC} = 9.04*1 = 9.04 \text{ KN}$$

- **6^{eme} étages :**

$$G_{DP} = 4.14 * 5.11 = 21.15 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = 4.14 * 2.50 = 10.35 \text{ KN}$$

$$G_{CC} = 15 * 5.66 = 84.9 \text{ KN}$$

$$Q_{CC} = 15 * 1.50 = 22.5 \text{ KN}$$

- **1^{er} au 5^{eme} étages, soupenste**

$$G_{CC} = 15 * 5.66 = 84.90 \text{ KN}$$

$$Q_{CC} = 15 * 1.50 = 22.50 \text{ KN}$$

$$G_{ESC} = G_{P.R} + G_{Paillasse}$$

$$G_{PR} = 2.61 * 5.31 = 13.86 \text{ KN}$$

$$G_{Paillasse} = 0.975 * 7.93 = 7.74 \text{ KN}$$

$$G_{ESC} = 21.61 \text{ KN}$$

$$Q_{ESC} = (2.61 * 2.50) + (0.975 * 2.50) = 8.98 \text{ KN}$$

- **RDC**

$$G_{CC} = 15 * 5.66 = 84.90 \text{ KN}$$

$$Q_{CC} = 15 * 2.5 = 37.5 \text{ KN}$$

$$G_{ESC} = G_{P.R} + G_{Paillasse}$$

$$G_{PR} = 1.44 * 5.31 = 7.64 \text{ KN}$$

$$G_{Paillasse} = 2.33 * 7.93 = 18.47 \text{ KN}$$

$$G_{ESC} = 26.11 \text{ KN}$$

$$Q_{ESC} = (3.77 * 2.50) = 9.43 \text{ KN}$$

- **Parking**

$$G_{CC} = 4.62 * 5.66 = 26.14 \text{ KN}$$

$$Q_{CC} = 4.62 * 5 = 23.10 \text{ KN}$$

$$G_{DP} = 2.61 * 5.31 = 13.86 \text{ KN}$$

$$Q_{DP} = 2.61 * 2.5 = 6.52 \text{ KN}$$

- **Les poutres :**

Poutres principales(PP1) :

$$PP = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 1.9 = 5.7 \text{ KN (terrasse inaccessible)}$$

$$PP = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 4.02 = 12.06 \text{ KN (parking, RDC, soupenste, étage courant)}$$

Poutres secondaires(PS1) :

$$PS = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 4.76 = 14.28 \text{ KN (terrasse inaccessible)}$$

$$PS = 25 \times (0.3 \times 0.40) \times 2.95 = 9.96 \text{ KN (soupenste, étage courant)}$$

$$PS = 25 \times (0.3 \times 0.40) \times 2.18 = 6.54 \text{ KN (parking)}$$

- **MURS**

$$G=2.12*1.15*2.85 = 6.94 \text{ KN (sous terrasse inaccessible)}$$

$$G= (1.9+2.18)*2.85*2.66 = 30.93 \text{ KN (7ème étage)}$$

$$G= (1.9+2.18)*2.85*2.7 = 31.39 \text{ KN (1^{er} au 6^{ème} étages, soupente)}$$

$$G= (2.12+1.9+2.18)*2.85*4.23 = 74.74 \text{ (RDC)}$$

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

Tableau. II.13. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁

Niveau	q (KN/m ²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1		21.09
Grenier	1		9.04
7 ^{ème} étage	Corps creux	1.5	32.85
	DP ascenseur	2.5	
1 ^{er} au 6 ^{ème} étages	Corps creux	1.5	31.48
	escalier	2.5	
Soupente	Corps creux	2.5	46.93
	escalier	2.5	
RDC	Corps creux	5	36.15
	DP	2.5	

- **L'application de la loi de dégression pour le poteau P₁**

$$N_1 : Q_0 = 21.99 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 31.03 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 61.78 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 88.02 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 111.11 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2*5} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 131.05 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 147.84 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 163.48 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 178.91 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 205.27 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_{10}) = 225.99 \text{ KN}$$

Tableau .II.14 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Acrotère	5.72	1.90
	Plancher terrasse inaccessible	55.32	9.04
	Toiture (Tuile)	4.97	11.05
	PP(30*40)	5.70	
	PS (30*40)	14.28	
	Poteau (30*30)	4.83	
	Total		90.82
N ₂	Venant de N ₁	90.82	
	Plancher corps creux	33.45	9.04
	Faux Plafond	1.82	
	Poteau (35*35)	9.37	
	PP (30*40)	12.06	
	PS (30*40)	14.28	
	Murs	6.94	
Total		168.74	31.03
N ₃	Venant de N ₂	168.74	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Dalle Pleine (Ascenseur)	21.15	10.35
	Poteau (35*35)	9.49	
	PP (30*40)	12.06	
	PS (30*40)	14.28	
	Murs	30.93	

	Total	341.55	61.78
N₄	Venant de N ₃	341.55	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (40*40)	12.40	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	518.19	88.02
N₅	Venant de N ₄	518.19	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (40*40)	12.40	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	694.83	111.11
N₆	Venant de N ₅	694.83	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (45*45)	15.69	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	874.76	131.05
N₇	Venant de N ₆	874.76	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (45*45)	15.69	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	

	Total	1054.69	147.84
N₈	Venant de N ₇	1054.69	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (45*45)	15.69	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	1234.62	163.48
N₉	Venant de N ₈	1234.62	
	Plancher corps creux	84.90	22.50
	Escalier	21.61	8.98
	Poteau (50*50)	19.36	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	1418.22	178.91
N₁₀	Venant de N ₉	1418.22	
	Plancher corps creux	84.90	37.50
	Escalier	26.11	9.43
	Poteau (50*50)	28.93	
	P.P	12.06	
	P.S	14.28	
	Murs	31.39	
	Total	1615.89	205.27

N₁₁	Venant de N ₁₀	1615.89	
	Plancher corps creux	26.14	23.10
	Dalle pleine	13.85	13.05
	Poteau (50*50)	19.37	
	P.P	12.06	
	P.S	6.54	
	Murs	74.74	
	Total	1768.59	225.99

A la base : $\begin{cases} G = 1768.59 \text{ KN} \\ \text{et} \\ Q = 225.99 \text{ KN} \end{cases}$ pour le poteau **P1**

$$N_u = 1.35 G + 1,5 Q$$

$$Q = 1.35 (1768.59) + 1,5 (225.99) = 2726.58 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1768.59 + 225.99 = 1994.58 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u

$$\text{De } 10\% \text{ tel que } N_u = 1.1 * (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 * 2726.58 = 2999.238 \text{ KN}$$

Tableau .II.15 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂

N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N₁	Toiture (charpente)	10.02	22.28
	Murs	10.87	
	Plancher corps creux	35.55	9.61
	Faux Plafond	2.21	
	Poutres principales (30*40)	13.80	
	Poutres secondaires (30*40)	14.28	
	Poteau (35*35)	9.37	
	Total	96.10	31.89
N₂	Venant de N ₁	96.10	
	Plancher corps creux	123.89	32.83

	Poutres principales (30*40)	13.80	
	Poutres secondaires (30*40)	14.28	
	Poteau (35*35)	9.49	
	Total	257.56	64.72
N₃	Venant de N ₂	257.56	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	Poutres principales (30*40)	13.80	
	Poutres secondaires (30*40)	14.28	
	Poteau (40*40)	12.40	
	Total	421.93	94.26
N₄	Venant de N ₃	421.93	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Poteau (40*40)	12.40	
	Total	586.30	120.58
N₅	Venant de N ₄	586.30	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Poteau (45*45)	15.69	
	Total	753.96	143.51
N₆	Venant de N ₅	753.96	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Poteau (45*45)	15.69	
	Total	921.62	163.21

N₇	Venant de N ₆	921.62	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Poteau (45*45)	15.69	
	Total	1089.28	179.62
N₈	Venant de N ₇	1089.28	
	Plancher corps creux	123.89	32.83
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Poteau (50*50)	19.37	
	Total	1259.62	195.05
N₉	Venant de N ₈	1259.62	
	Plancher corps creux	76.74	33.90
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Murs	30.22	
	Poteau (50*50)	28.93	
Total	1423.59	211.21	
N₁₀	Venant de N ₉	1423.59	
	Plancher corps creux	123.89	109.45
	Escalier	23.07	7.18
	Poteau crée (30*30)	5.20	
	Poteau (50*50)	19.37	
	P.P (30*40)	13.80	
	P.S (30*40)	14.28	
	Murs	57.01	
	Total	1680.03	282.91

$$\text{A la base : } \begin{cases} G = 1680.03 \text{ KN} \\ \text{et} \\ Q = 282.91 \text{ KN} \end{cases} \text{ pour le poteau } \mathbf{P2}$$

$$N_u = 1.35 G + 1,5 Q$$

$$Q = 1.35 (1680.03) + 1,5 (282.91) = 2692.40 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1680.03 + 282.91 = 1962.94 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normale de compression ultime N_u

$$\text{De } 10\% \text{ tel que } N_u = 1.1 * (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 * 2692.40 = 2961.64 \text{ KN}$$

On prend le poteau (P_1) qui est le plus défavorable.

Tableau .II.16 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau.

Niveau	Q (KN)	G(KN)	N_u (KN)
N ₁	21.99	90.82	171.15
N ₂	31.03	168.74	301.77
N ₃	61.78	341.55	609.14
N ₄	88.02	518.19	914.74
N ₅	111.11	694.83	1215.15
N ₆	131.05	874.76	1515.25
N ₇	147.84	1054.69	1810.149
N ₈	163.48	1234.62	2103.15
N ₉	178.91	1418.22	2401.25
N ₁₀	205.27	1615.89	2738.28
N ₁₁ (à la base)	225.99	1768.59	2999.238

II.5. Vérifications :

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité a la base :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2999.238 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.211 \text{ m}^2, \rightarrow B \geq 0,211 \text{ m}^2$$

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

Tableau.II.17. Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
Parking	2999.238*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	11.99	Vérifiée
RDC	2738.28*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	10.95	Vérifiée
Soupenite	2401.25*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	9.60	Vérifiée
1^{er} étage	2103.15*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	10.38	Vérifiée
2^{eme} étage	1810.149*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	8.93	Vérifiée
3^{eme} étage	1515.25*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	7.48	Vérifiée
4^{eme} étage	1215.15*10 ⁻³	1600*10 ⁻⁴	7.59	Vérifiée
5^{eme} étage	914.74*10 ⁻³	1600*10 ⁻⁴	5.71	Vérifiée
6^{eme} étage	609.14*10 ⁻³	1225*10 ⁻⁴	4.97	Vérifiée
7^{eme} étage	301.77*10 ⁻³	1225*10 ⁻⁴	2.46	Vérifiée
Terrasse	171.15*10 ⁻³	900*10 ⁻⁴	1.90	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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

• **Vérification au flambement**

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

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

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

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

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

$$B_{real} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91(7.4.2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2).$$

Il faut vérifier que: $Br \geq B_{real}$

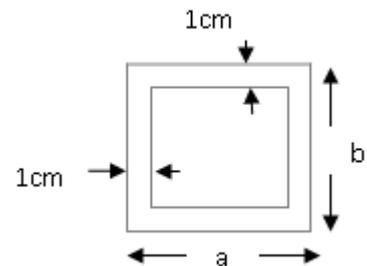


Figure .II.26. Section brute (Br).

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.18 : Vérification au flambement .

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{real} (cm ²)
50*50	2500	270	189	0.826	2304	2999.238	1650.71
50*50	2500	423	296.1	0.79	2304	2738.28	1575.76
50*50	2500	270	189	0.826	2304	2401.25	1321.59
45*45	2025	270	189	0.82	1849	2103.15	1165.99
45*45	2025	270	189	0.82	1849	1810.149	1003.55
45*45	2025	270	189	0.82	1849	1515.25	840.06
40*40	1600	270	189	0.81	1444	1215.15	682.00
40*40	1600	270	189	0.81	1444	914.74	513.39
35*35	1225	270	189	0.80	1089	609.14	346.15
35*35	1225	266	186.2	0.80	1089	301.77	171.48
30*30	900	175	122.5	0.82	784	171.15	94.88

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

- **vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.19. Vérification de l'effort normal réduit .

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _u (KN)	v	Observation
Parking, RDC et Soupente	50*50	2500	2726.58	0,43	Non vérifiée
1^{er} au 3^{eme} étage	45*45	2025	1911.95	0.37	Non vérifiée
4^{eme}, 5^{eme} étage	40*40	1600	1104.68	0.27	vérifiée
6^{eme}, 7^{eme} étage	35*35	1225	553.76	0.18	vérifiée
Terrasse	30*30	900	155.59	0.069	vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

Poutres principales : **30*40 cm²**

Poutres secondaires : **30*40 cm²**

Poteaux du Parking, RDC et Soupente : **60*60 cm²**

Poteaux des étages 1, 2 et 3 : **50*50 cm²**

Poteaux des étages 4 et 5 : **40*40 cm²**

Poteaux des étages 6 et 7 : **35*35 cm²**

Poteaux Terrasse inaccessible : **30*30 cm²**

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

III.1.Introduction

La construction est ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories. Eléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaire (les différents planchers, les escaliers, l'acrotère).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (B.A.E.L 91, C.B.A 93, RPA/2003)

III.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculent à la flexion simple comme des sections en T

III.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (20+4) :

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

III.2.2. Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Condition d'application (B.6.210) :

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

Plancher est à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d

Doivent vérifier :

a) $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b) $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

$\alpha = Q / (G+Q)$

c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

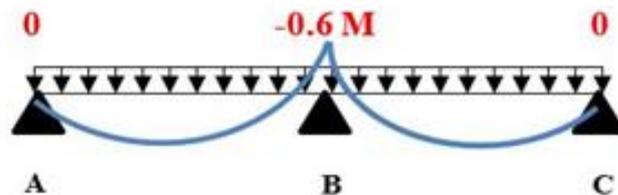


Figure III.1 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

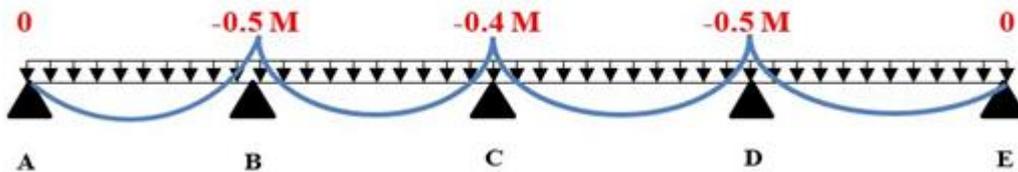


Figure III.2 : diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

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

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% si c'est une poutre à deux travées.

10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

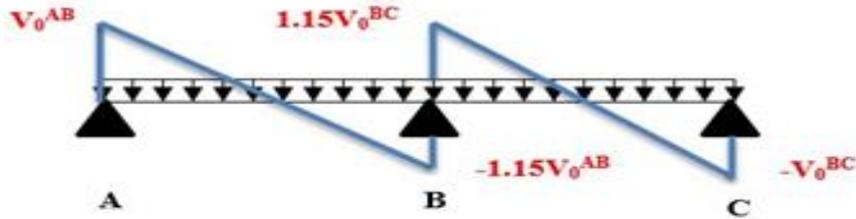


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

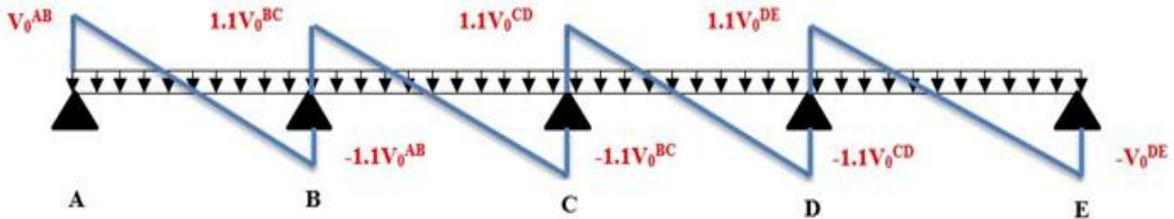


Figure III.4 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :
 La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (L_y) de chaque travée.

L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Calcul des moments :

1) Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu * x}{2} * (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i}.$$

2) En appuis :

$$M_a = - \frac{P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

L'_g et L'_d : longueurs fictives.

q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ **Disposition des poutrelles**

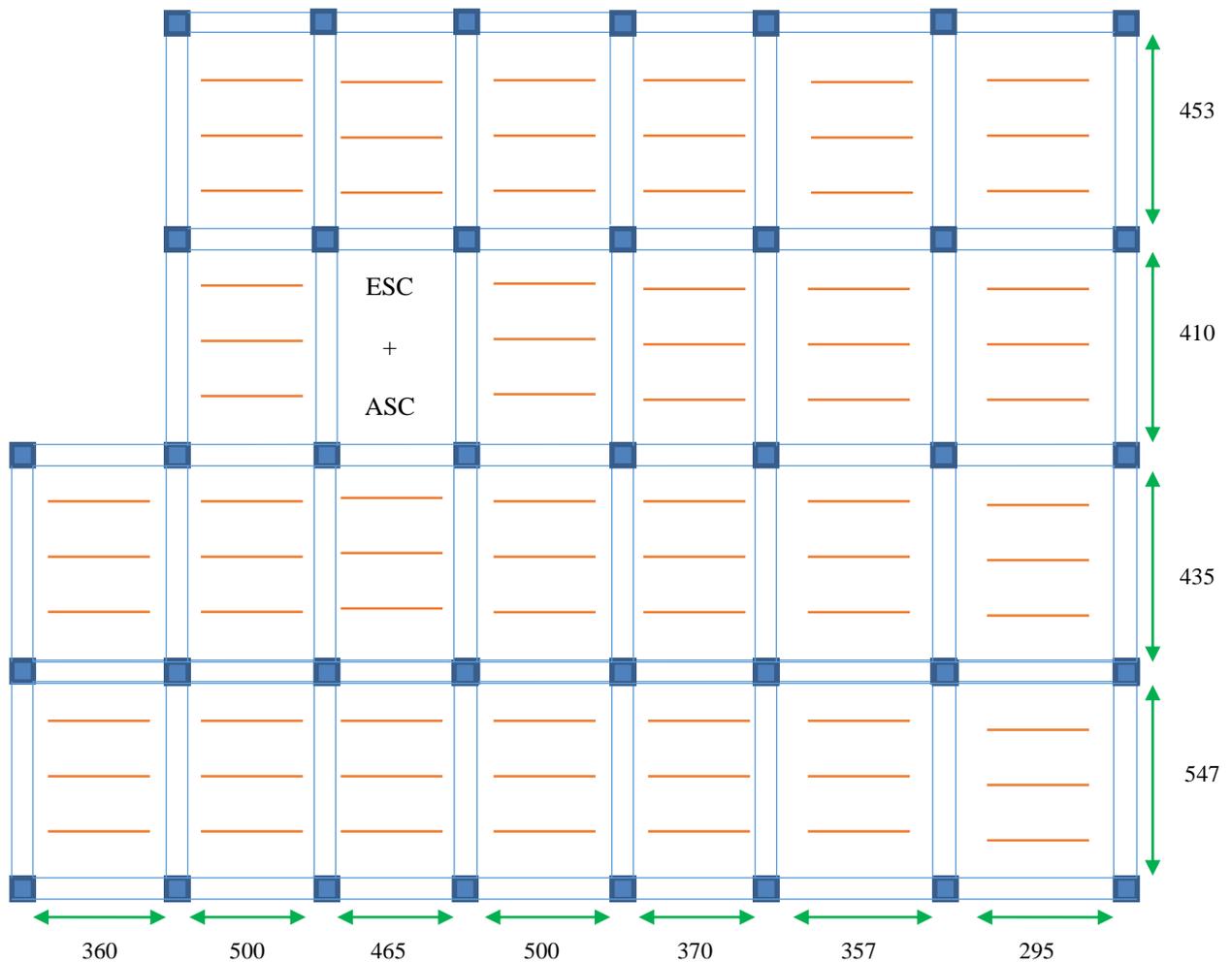
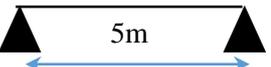
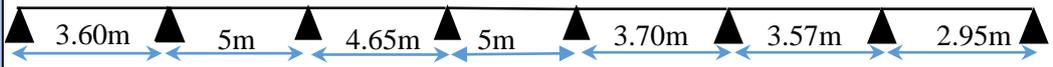
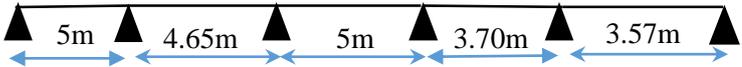
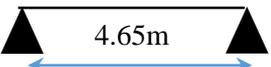


Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles.

N.B : les poutrelles sont disposées de la même manière pour tous les planchers.

III.2.3 : Les différents types de poutrelles

Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1^{er} type Commerce.	
2^{ème} type Commerce Bureau	
3^{ème} type Commerce. Habitation. Bureau.	
4^{ème} type Commerce. Habitation. Bureau.	
5^{ème} type Commerce.	
6^{ème} type Commerce. Habitation. Bureau.	
7^{ème} type Habitation. Bureau.	
8^{ème} type Habitation.	
9^{ème} type Habitation.	
10^{ème} type Terrasse inaccessible	

III.2.4 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6.12 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 6.12) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 6.34 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.12 + 1) \times 0.65 = 4.63 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher Sous toiture :**

$G = 3.70 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 3.70) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (3.70 + 1) \times 0.65 = 3.05 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher étage courant :**

$G = 5.66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = ((1.35 \times 5.66) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 6.43 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.66 + 1.5) \times 0.65 = 4.65 \text{ KN/ml}$.

➤ **Plancher soupenne à usage bureau :**

$G = 5.66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = ((1.35 \times 5.66) + (1.5 \times 2.5)) \times 0.65 = 7.40 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.66 + 2.5) \times 0.65 = 5.30 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher RDC à usage commercial :**

$G = 5.66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = ((1.35 \times 5.66) + (1.5 \times 5)) \times 0.65 = 9.84 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.66 + 5) \times 0.65 = 6.93 \text{ KN/ml}$

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

Tableau .III.2. Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.12	1,0	9,76	6,34	7.15	4,63
Plancher à usage	5.66	1,5	9.89	6,43	7.16	4.65

d'habitation						
Plancher à usage bureaux	5.66	2.5	11.39	7.40	8.16	5.30
Plancher à usage commercial	5.66	5	15.14	9.84	10.66	6.93

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 1 et 5
- Les types 2,4,6,7,8,9 seront calculé par la méthode de Caquot minoré.
- Les types 3, 10 seront calculé par la méthode de RDM.

III.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

1) Application de la méthode forfaitaire pour le première type de plancher RDC :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.66 ; 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2 \leq 5 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = \frac{5}{4.65} = 1.07$ compris entre 0.8 et 1.25 $\dots\dots\dots$ vérifiée.
- F.P.N $\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées.

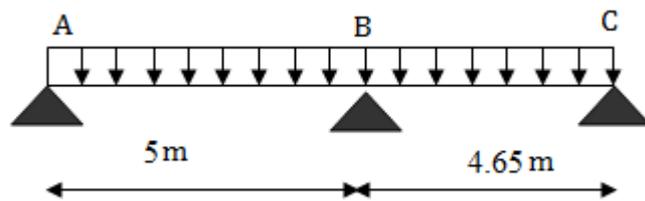


Figure III.6 : Schéma statique d'une poutrelle.

b) calcule des sollicitations :

À l'ELU :

$P_u = 9.84 \text{ KN /m}$

À l'ELS :

$P_s = 6.93 \text{ KN/m}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle a l'ELU.

Ps : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

Calcul des moments en travée :

À l'ELU :

M₀: Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

Travée A-B: $M_0 = \frac{9.84 \times (5)^2}{8} = 30.75 \text{ KN/m}$

Travée B-C: $M_0 = \frac{9.84 \times (4.65)^2}{8} = 26.59 \text{ KN/m}$

À l'ELS :

Travée A-B: $M_0 = \frac{6.93 \times (5)^2}{8} = 21.65 \text{ KN.m}$

Travée B-C: $M_0 = \frac{6.93 \times (4.65)^2}{8} = 18.73 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées.

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS) (KN.m)
A-B	30.75	21.65
B-C	26.59	18.73

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à -0.15 x M₀.

ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 30.75 = -4.61 \text{ KN.m}$

ELS : $M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 21.65 = -3.25 \text{ KN.m}$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max (30.75 ; 26.59) = -18.45 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max (21.65 ; 18.73) = -12.99 \text{ KN.m}$$

• Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.66} = 0.469$$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3(0.469) = 1.140$
- $(1.2 + 0.3\alpha) = 1.2 + 0.3(0.469) = 1.340$

Travée A-B :

a) $M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1.05 ; (1+0.3\alpha)M_0^{AB})$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

(ELU) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.140) * 30.75 - 18.45/2$

$$M_t^{AB} = 25.83 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

(ELS) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.140) * 21.65 - 12.99/2$

$$M_t^{AB} = 18.186 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

b) $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive.

(ELU) : $M_t \geq 1.340 \times 15.37 = 20.59 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

(ELS) : $M_t 1.340 \times 10.82 = 14.49 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$

\Rightarrow (ELU): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 25.83 \text{ KN.m}$

\Rightarrow (ELS): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 18.186 \text{ KN.m}$

Travée B-C :

a) $M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0^{BC} ; (1+0.3\alpha)M_0^{BC})$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

(ELU) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.140) * 26.59 - 18.45/2$

$$M_t^{BC} = 21.08 \text{ KN .m} \dots\dots\dots(1)$$

(ELS) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.140) * 18.73 - 12.99/2$

$$M_t^{BC} = 14.85 \text{ KN .m} \dots\dots\dots(2)$$

a) $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive.

(ELU) : $M_t \geq 1.340 \times 13.295 = 17.81 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

(ELS) : $M_t \geq 1.340 \times 9.365 = 12.55 \text{ KN .m} \dots\dots(4)$

\Rightarrow (ELU): $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 21.08 \text{ KN.m}$

\Rightarrow (ELS): $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 14.85 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

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

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9.84 \times 5}{2} = 24.60 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 * \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 * \frac{9.84 \times 5}{2} = - 28.29 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 * \frac{9.84 \times 4.65}{2} = 26.30 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = - \frac{9.84 \times 4.65}{2} = - 22.88 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU (type 1).



Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher RDC	AB	5	9.84	30.75	- 4.61	-18.45	25.83	24.60	- 28.29
	BC	4.65	9.84	26.59	-18.45	- 4.61	21.08	26.30	- 22.88

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS (type 1).



Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher RDC	AB	5	6.93	21.65	- 3.25	-12.99	18.186
	BC	4.65	6.93	18.73	-12.99	-3.25	14.85

Tableau III.6.Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher RDC (Commerce).

Types	ELU			ELS			V _U (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	
T1	-4.61	-18.45	25.86	-3.25	-12.99	18.20	28.30
T2	-3.84	-19.22	21.90	-2.67	-13.39	15.48	28.45
T3	4.61	/	30.75	3.25	/	21.66	24.60
T4	-3.84	-18.26	22.30	-2.67	-12.72	15.76	28.26
T5	-2.53	-8.42	15	-1.78	-5.93	10.56	20.03
T6	-3.84	-14.41	17.34	-2.67	-10.04	12.31	25
MAX	-4.61	-19.22	30.75	-3.25	-13.39	21.66	28.45

Tableau III.7.Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher soupenre (bureau).

Types	ELU			ELS			V _U (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	
T2	-2.69	-13.50	16.88	-1.91	-9.58	12.13	21.21
T3	-3.47	/	23.13	-2.48	/	16.56	18.50
T4	-2.69	-12.83	17.17	-1.91	-9.10	12.34	21.08
T6	-2.69	-10.12	13.71	-1.91	-7.18	9.89	18.79
T7	-2.69	-13.69	16.80	-1.91	-9.71	12.08	21.25
MAX	-3.47	-13.69	23.13	-2.48	-9.71	16.56	21.25

Tableau III.8.Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher étage courant (habitation)

Types	ELU			ELS			V _U (KN)
	M _a ^{rive}	M _a ^{inter}	M _t	M _a ^{rive}	M _a ^{inter}	M _t	
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
T3	-3.01	/	20.09	-2.18	/	14.53	16.08
T4	-2.24	-10.65	15.12	-1.61	-7.65	10.97	18.20
T6	-2.24	-8.40	12.27	-1.61	-6.03	8.93	16.30
T7	-2.24	-11.37	14.81	-1.61	-8.16	10.75	18.35
T8	-2.24	-8.40	12.27	-1.61	-6.03	8.93	16.30
T9	-2.24	-11.37	14.81	-1.61	-8.16	10.75	18.35
MAX	-3.01	-11.37	20.09	-2.18	-8.16	14.53	18.35

Tableau III.9.Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU			ELS			V _U (KN)
	M _a ^{rive}	M _a ^{inter}	M _t	M _a ^{rive}	M _a ^{inter}	M _t	
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
MAX	-2.57	/	-17.16	-1.88	/	-12.51	14.76

III.2.6. Ferrailage de poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Calcul a l'ELU**

Calcul Plancher à usage bureau (type 2):

Le calcul se fera pour une section en T. (flexion simple)

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t \max} = 16.88 \text{KN.m}$$

En appuis

$$M_{a \text{ riv}}^{\max} = -0,15 \times M_0^{\max} = -0,15 \times 17.36 = -2.60 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 21.21 \text{ KN}$$

Ferraillage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d-h_0/2)$Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,22-0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 33.22 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 33.22 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times ht$) = $(65 \times 24) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 24 = 22 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{16.88 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,2} = 0,0377 ; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0377 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0,048$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,2157 \text{ m}$$

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

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{0,216 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 < A_t = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée.

On opte pour : $A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage en appuis :**

En appui intermédiaire :

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{a\ int}^{max} = -13.50\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.50 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.163;$$

$$\mu_{bu} = 0.163 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

Le diagramme passé par le pivot A.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.223$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.20\text{m}$$

$$A = \frac{M}{z \times f_{st}} = \frac{13.50 \times 10^{-3}}{0.20 \times 348} = 1.94\text{cm}^2 \Rightarrow A_{int} = 1.94\text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.32\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.32\text{ cm}^2 < A_{int} = 1.94\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

On opte pour: $A_{int} = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}8 = 2.04\text{ cm}^2$

En appui de rive

$$M_{a\ rive}^{max} = -2.69\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.032; \Rightarrow \mu_{bu} = 0.032$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.040$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216\text{m}$$

$$A = \frac{M}{z \times f_{st}} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.36\text{cm}^2$$

$A_{a\ rive} = 0.36\ cm^2.$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.31\ cm^2$$

$A_{min} = 0.31\ cm^2 < A_{ai} = 0.36\ cm^2$ vérifiée.

On opte pour : 1HA8 = 0.50cm².

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

a) Cisaillement

$V_u = 21.21\ KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21.21 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.803\ MPa$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/\gamma_b) * f_{c28}; 5\ MPa] = 3.33\ MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$
 C'est vérifié

Pas risque de cisaillement.

b) Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t^{min}, \frac{b_0}{10} \right)$$
 BAEL91 (ArticleH .III.3)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}, 8, \frac{120}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 6.85\ mm \Rightarrow$ on choisit un étrier $\Phi_t = 6\ mm.$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\ cm^2.$

c) L'espace St :

L'espace des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

1) $St \leq \min (0.9d , 40\ cm) = St \leq \min (0.9 * 22; 40\ cm)$

$\Rightarrow St \leq 19.8\ cm$

2) $St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 62.80\ cm$ (article A.5.1.2.2)

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

3) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow St \leq 47.5\ cm \Rightarrow St = \min (1; 2; 3) \Rightarrow$ on opte pour $St = 15\ cm.$

d) Vérification de la jonction table nervure :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0.265\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1.09\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

⇒ Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

e) Vérification des armatures longitudinales (A_l) l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 3.55\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 21.21 \times 10^{-3} = 0.609\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}14 + 1\text{HA}8 = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 2.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

f) Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}$$

$$\text{Avec : } a_{\text{max}} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 21.21 \text{ KN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 158.59 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

a) Etat limite de compression du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

En travée

$$M_{ser} = 12.13\text{KN.m} \quad A_t = 3.05 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.03 \times 10^{-4} < 0 \text{ donc}$$

l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0.12}{2} y^2 + [15 \times 3.05 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.12) \times 0.04] y - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.12) \times \frac{(0.04)^2}{2} = 0$$

$$0.06 y^2 + 0.025 y - 0.00131 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0306$$

$$y = 4.90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.049^3}{3} + (0.65 - 0.12) \times \frac{0.04^3}{12} + (0.65 - 0.12) \times 0.04 \times \left(0.049 - \frac{0.04}{2} \right)^2 + 15 \times 3.05 \times (0.22 - 0.0466)^2$$

$$I = 15927.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.13 \times 10^{-3}}{15927.12 \times 10^{-8}} \times 0.049$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.73 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = -9.58 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A = 2.04 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{2} - 15 \times 2.04 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04)$$

$$H = -3.08 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la nervure}$$

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0.12}{2}y^2 + [15 \times 2.04 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.12) \times 0.04]y - 15 \times 2.04 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.12) \times \frac{(0.04)^2}{2} = 0$$

$$0.06y^2 + 0.024y - 0.00116 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.029$$

$$y = 4.10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.041^3}{3} + (0.65 - 0.12) \times \frac{0.04^3}{12} + (0.65 - 0.12) \times 0.04 \times \left(0.041 - \frac{0.04}{2}\right)^2 + 15 \times 2.04 \times (0.22 - 0.0416)^2$$

$$I = 11298.23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.58 \times 10^{-3}}{11298.23 \times 10^{-8}} \times 0.041$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

b) Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une :

Vérification de la flèche.

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

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

Poutre $\leq 5m$, La flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} \Rightarrow f_{adm} = 1cm$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

- $q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.30 = 2.14 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.66 = 3.67 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times 8.16 = 5.30 \text{ KN/m} \quad M_{0s} = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2 \times 0.7}{8} = \frac{2.14(5)^2 \times 0.7}{8} = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2 \times 0.7}{8} = \frac{3.67(5)^2 \times 0.7}{8} = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2 \times 0.7}{8} = \frac{5.30(5)^2 \times 0.7}{8} = 11.59 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 4.90 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{sr} \times d + A_{sc} \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{sr} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 22')}{(12 \times 24) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times (3.05)}$$

$$v = 8.95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

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

$$I_0 = \frac{65 \times 8.95^3}{3} + \frac{12 \times (24-8.95)^3}{3} - \frac{(65-12) \times (8.95-4)^3}{3} + 15 \times 3.05 (22-8.95)^2$$

I₀ = 34817.21 cm⁴..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm⁴))

A_s = 3.05 cm²

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \rho = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 12) \times 0.0115} = 3.55 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.42 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

Calcul des déformations E_i et E_v :

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

E_i = 32164.20 MPa.

E_v = 1/3 × E_i..... Module de déformation longitudinale différée du béton

E_v = 10721.40 MPa.

Contraintes :

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

y = 4.90 cm, I = 15927.12 cm⁴, I₀ = 34817.21 cm⁴, A_s = 3.05 cm²

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ;$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{4.59 \times (0.22 - 0.049)}{15927.12 \times 10^{-8}} = 73.95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{7.87 \times (0.22 - 0.049)}{15927.12 \times 10^{-8}} = 126.78 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{11.59 \times (0.22 - 0.049)}{15927.12 \times 10^{-8}} = 186.65 \text{MPa}$$

• Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 0.33 > 0$$

$$\mu_g = 0.53 > 0$$

$$\mu_p = 0.65 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 17500.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13136.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11469.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 22684.38 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{ji} = 2.04 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 4.65 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 7.85 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = 8.46 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 9.62 \text{ mm}$$

$\Delta f = 0.962 \text{ cm} < f_{adm} = 1 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Evaluation de la flèche Type 2 (Bureau).

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.90	15927.12	34817.21	17500.15	13136.45	11469.13	22684.38	0.96	1

Pour le plancher étage courant, soupenne et RDC on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau III.11 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC (Commerce).

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	30.75	0.068	0.089	0.212	4.17	2HA16+1HA14 5.56
En appui intermédiaire	19.22	0.043	0.055	0.215	2.57	1HA14+1HA12 2.67
En appui de rive	4.61	0.0103	0.013	0.219	0.60	1HA12 1.13

Tableau III.12 : Evaluation de la flèche dans le plancher RDC (vérifiée)

L (m)	A _s choisit (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	5.56	5.57	9.5	18.32	25974	40812
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
6.33	24635	20520	17917	30434	0.98	1

Tableau III.13 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher soupente (bureau)

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	A choisit (cm^2)
En travée	23.13	0.0517	0.067	0.214	3.11	1HA12+2HA14 4.21
En appui intermédiaire	13.69	0.0306	0.039	0.217	1.81	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	3.47	0.0077	0.01	0.219	0.46	1HA10 0.79

Tableau III.14 : Evaluation de la flèche dans le plancher soupente (vérifiée)

L (m)	A_s choisit (cm^2)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm^4)	I_0 (cm^4)
5	4.21	5.57	9.56	14.07	20789	37687
Y (cm)	I_{fji} (cm^4)	I_{fgi} (cm^4)	I_{fpi} (cm^4)	I_{fgv} (cm^4)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.63	19985	16197	14637	25530	0.94	1

Tableau III.15 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Etage courant (habitation).

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	A choisit (cm^2)
En travée	20.09	0.0449	0.058	0.215	2.69	1HA10+2HA12 3.05
En appui intermédiaire	11.37	0.0254	0.032	0.217	1.51	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	3.01	0.0067	0.009	0.219	0.39	1HA10 0.79

Tableau III.16 : Evaluation de la flèche dans le plancher soupente (vérifiée)

L (m)	A _s choisit (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5	3.05	5.25	9.00	11.50	15927	34817
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.90	16084	12468	11496	20943	0.96	1

Tableau III.17 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse inaccessible

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	17.16	0.0384	0.048	0.216	2.28	2HA12+1HA8 2.76
En appui de rive	2.57	0.0057	0.008	0.219	0.34	1HA8 0.79

Tableau III.18 : Evaluation de la flèche dans le plancher Terrasse inaccessible (vérifiée)

L (m)	A _s choisit (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.65	2.76	4.82	8.95	10.56	14640	34071
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.69	15701	11427	10776	19603	0.84	0.93

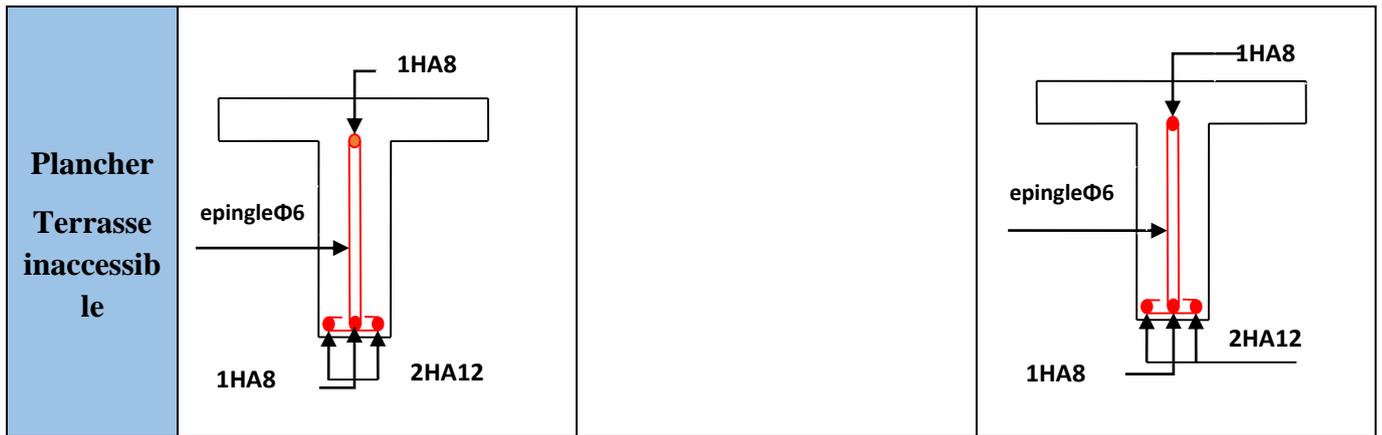
Remarque :

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Tableau III.19 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher RDC			
Plancher suspendu			
Plancher étage courant			



III.2.7.Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

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

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$ Vérifiée.

$4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25\text{cm} < 44\text{cm} \dots$ Vérifiée.

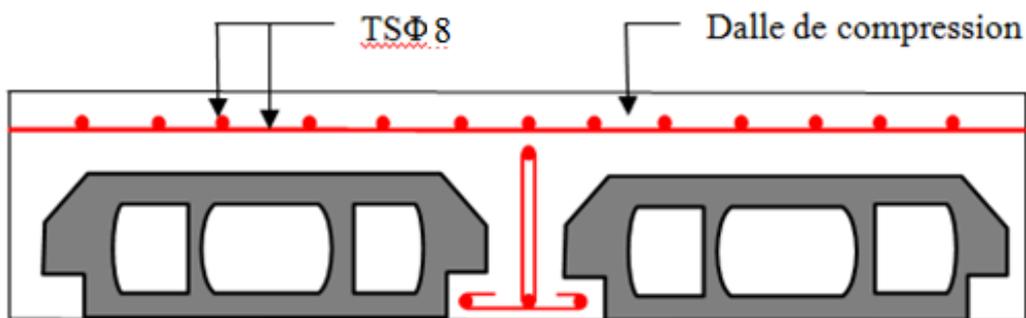


Figure III.7.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des dalles pleines :

III.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, et elle peut porter dans une ou deux directions.

L_x : la plus petite portée du panneau.

L_y : la plus grande portée du panneau.

➤ Données de différentes dalles (Annexe)

Tableau III.20: Données des différents types de dalle pleine.

Types de dalles pleines	L_x (m)	L_y (m)	ρ
D1 (sur un seul appui)	0.55	3.05	0.18
D2 (sur deux appuis perpendiculaires)	0.88	3.40	0.25
D3 (sur deux appuis perpendiculaires)	0.9	3.30	0.27
D3' (sur trois appuis)	0.52	3.30	0.157
D4 (sur trois appuis)	0.97	4.35	0.22
D5 (sur trois appuis)	1.20	2.65	0.45
D6 (sur trois appuis)	1.33	3.40	0.39
D7 (sur trois appuis)	1.50	4.35	0.34

A) Dalle sur 01 appuis (D1) (e=12cm)

Evaluation des charges

$L_x = 0.55$ m. $L_y = 3.05$ m

$G = 4.36$ KN/m²

$Q = 3.5$ KN/m²

Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 4.36$ KN/m².

Charge mur garde-corps : $P = 1$ KN.

Charge d'exploitation : $Q = 3.5$ KN/m².

Les sollicitations à l'ELU

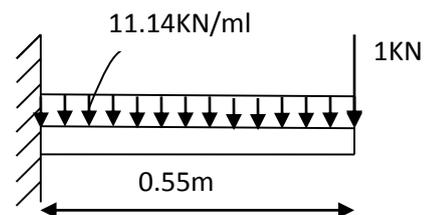
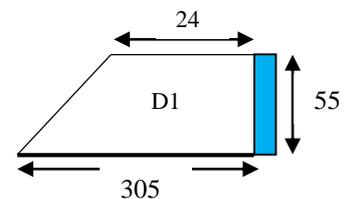


Figure III.8 : schéma statique de la dalle D1

$$P_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_U = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

$$M_U = -\frac{P_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_u = -2.43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_U = pu * l + p$$

$$V_U = 7.47 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage

Sens x-x :

Les armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100\text{cm}$, $h = 12\text{cm}$, $e = 3\text{cm}$ (F.N), $d = 9\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{|Mu|}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0211 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0267$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.089\text{m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0275 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = M_U / (z * f_{st}) \Rightarrow A_t = 0.783 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = p_0 * b * e \Rightarrow A^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a : $A < A_{\min}$ Condition non vérifiée

On ferraille avec: $A_{\text{adp}} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Espacement :

$St \leq [\min(2e, 25\text{cm}), (100/3) = 33.33\text{cm}]$, soit $St = 20\text{cm}$

Sens y-y :

Les armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_s}{3} = \frac{1.51}{3} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit A_{adp} = 2HA8 = 1.01 cm²/ml

Avec St ≤ [min(3e, 33cm), (100/2) = 50cm], soit St = 33cm

Vérifications : [BAEL91] :

L'effort tranchant

b = 100 cm, d = 9cm, V_u = 7.47KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.083 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

Les sollicitations à l'ELS

q_s = 4.36 + 3.5 = 7.86KN/m

P = 1KN

M_s = -1.74KN.m

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

y = 1.8cm

$$I = 1368.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{On a : Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 1.74 \times 10^3 \times (9 - 1.8)] / 1368.6 = 137.11 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration nuisible}$$

Avec : η = 1.6

σ_{st} < σ̄_{st} Condition vérifiée, donc on ne va pas redimensionner la section des aciers.

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

types	sollicitations									
	ELU						ELS			
	Travées (KN.m)		Appuis (KN.m)		V _x (KN)	V _y (KN)	travées (KN.m)		Appuis (KN.m)	
	M _x	M _y	M _x	M _y			M _x	M _y	M _x	M _y
D1	/	/	-2.43	/	7.47	/	/	/	-1.73	/
D2	/	/	-5.5	/	11.14	/	/	/	-3.92	/
D3	/	/	-5.73	/	11.37	/	/	/	-4.08	/
D3'	3.33	0.22	-1.56	-0.11	2.89	/	2.35	0.15	-1.11	-0.07
D4	13.61	1.43	-6.40	-0.67	5.40	/	9.60	1.01	-4.52	-0.47
D5	7.15	2.72	-3.36	-1.28	4.45	5.69	5.05	1.92	-2.37	-0.9
D6	13.61	3.71	-6.4	-1.74	7.40	/	9.61	2.61	-4.52	-1.23
D7	25.02	5.32	-11.77	-2.51	8.35	/	17.66	3.75	-8.31	-1.76

Tableau III.22: Vérification de l'effort tranchant.

	V _{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \tau_u$ (MPA)	Obs.	V _{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \tau_u$ (MPA)	Obs.
D1	7.47	0.083<1.25	vérifiée	/	/	/
D2	11.14	0.123<1.25	vérifiée	/	/	/
D3	11.37	0.126<1.25	vérifiée	/	/	/
D3'	2.89	0.032<1.25	vérifiée	/	/	/
D4	5.40	0.060<1.25	vérifiée	/	/	/
D5	4.45	0.0494<1.25	vérifiée	5.69	0.063<1.25	vérifiée
D6	7.40	0.082<1.25	vérifiée	/	/	/
D7	8.35	0.093<1.25	vérifiée	/	/	/

Tableau III.23: Calcul du ferrailage à l'ELU.

types	sens		M (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
D1	A	xx	-2.43	0.021	0.0267	8.9	0.783	0.96	3HA8=1.51
		yy					0.59		2HA8=1.01
D2	A	xx	-5.5	0.0479	0.061	8.77	1.8		4HA8=2.01
		yy					0.785		2HA8=1.01
D3	A	xx	-5.57	0.0498	0.064	8.76	1.876		4HA8=2.01
		yy					0.52		2HA8=1.01
D3'	T	xx	3.33	0.029	0.036	8.86	1.082		3HA8=1.51
		yy	0.221	0.0019	0.0024	8.89	0.070		2HA8=1.01
	A	xx	-1.56	0.013	0.017	8.93	0.5		2HA8=1.01
		yy	-0.104	0.0009	0.0011	8.99	0.033		2HA8=1.01
D4	T	xx	13.61	0.118	0.158	8.43	4.64	5HA12=5.65	
		yy	1.43	0.012	0.015	8.9	0.46	2HA8=1.01	
	A	xx	-6.40	0.055	0.071	8.7	2.10	3HA10=2.36	
		yy	-0.677	0.0059	0.0074	8.9	0.217	2HA8=1.01	
D5	T	xx	7.15	0.062	0.08	8.7	2.365	1.22	4HA10=3.14
		yy	2.72	0.0237	0.03	8.89	0.88	0.96	2HA8=1.01
	A	xx	-3.36	0.0293	0.037	8.86	1.09	1.22	3HA8=1.51
		yy	-1.28	0.011	0.014	8.9	0.41	0.96	2HA8=1.01
D6	T	xx	13.61	0.11	0.15	8.4	4.64	0.96	5HA12=5.65
		yy	3.71	0.32	0.041	8.8	1.20		3HA8=1.51
	A	xx	-6.40	0.055	0.0718	8.7	2.10		3HA10=2.36
		yy	-1.74	0.015	0.019	8.9	0.56		2HA8=1.01
D7	T	xx	25.02	0.218	0.31	7.87	9.13		6HA14=9.24
		yy	5.32	0.046	0.056	8.78	1.74		4HA8=2.01
	A	xx	11.77	0.102	0.13	8.51	3.97		4HA12=4.52
		yy	2.51	0.022	0.027	8.9	0.81		2HA8=1.01

Tableau III.24: Vérifications des contraintes à l'ELS.

	sens		Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}{\text{(MPA)}}$		$\frac{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}}{\text{(MPA)}}$	Obs.
D1	A	xx	-1.74	1.8	1368.6	2.29<15	V	137.1<201.6	V
D2	A	xx	-3.92	2.05	1743.6	4.6<15	V	234.6>201.6	N.V
D3	A	xx	-4.08	2.05	1743.5	4.73<15	V	244.2>201.6	N.V
D3'	T	xx	2.35	1.8	1368.6	3.1<14	V	185.6<201.6	V
		yy	0.15	1.5	964.68	0.24<15	V	18.2<201.6	V
	A	xx	-1.1	1.5	964.68	1.73<15	V	129.1<201.6	V
		yy	-0.0736	1.51	964.69	0.115<15	V	8.58<201.6	V
D4	T	xx	9.6	3.14	3942.2	7.67<15	V	213.8>201.6	N.V
		yy	1.01	1.5	964.6	1.58<15	V	118.4<201.6	V
	A	xx	-4.52	2.19	1991.8	4.98<15	V	231.7>201.6	N.V
		yy	-0.47	1.5	964.62	0.74<15	V	55.72<201.6	V
D5	T	xx	5.05	2.47	2510.7	4.98<15	V	196.8<201.6	V
		yy	1.92	1.5	964.59	3<15	V	224.2>201.6	N.V
	A	xx	-2.37	1.8	1368.6	3.13<15	V	187.4<201.6	V
		yy	-0.9	1.5	964.6	1.41<15	V	105.5<201.6	V
D6	T	xx	9.61	3.14	3942.2	7.67<15	V	213.9>201.6	N.V
		yy	2.61	1.8	1368.6	3.45<15	V	206.6>201.6	N.V
	A	xx	-4.52	2.19	1991.8	4.98<15	V	231.8>201.6	N.V
		yy	-1.23	1.51	964.6	1.92<15	V	143.6<201.6	V
D7	T	xx	17.66	3.79	5576.8	12.02<15	V	247.2>201.6	N.V
		yy	3.75	2.19	1991.8	4.14<15	V	224.8<201.6	N.V
	A	xx	-8.31	2.88	3335.7	7.17<15	V	228.7>201.6	N.V
		yy	-1.76	1.81	1368.6	2.33<15	V	206.1<201.6	N.V

On remarque que la deuxième condition des dalles D2, D3, D4, D5, D6, D7 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduit à recalculer la section des armatures à l'ELS.

Après le recalcul à l'ELS (détail dans l'exemple de calcul), on a adopté la section suivante :

D2 :

Selon xx :

$$A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D3 :

Selon xx :

$$A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D4 :

Selon xx :

$$\text{Travée : } A_s = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appui : } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D5 :

Selon yy :

$$\text{Travée : } A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D6 :

Selon xx :

$$\text{Travée : } A_s = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appui : } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon yy :

$$\text{Travée : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D7 :

Selon xx :

$$\text{Travée : } A_s = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appuis : } A_s = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon yy :

$$\text{Travée : } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Appuis : } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Evaluation de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

➤ **Pour la dalle D1**

$$12 \text{ cm} > 2.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$1.51 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Pour la dalle D2**

$$12 \text{ cm} > 4.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Pour la dalle D3**

$12\text{ cm} > 4.4\text{ cm}$... Vérifiée

$3.14\text{cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Pour la dalle D3'**

Selon xx :

$12\text{ cm} > 2.21\text{ cm}$... Vérifiée

$13\ 1.51\text{ cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon xx

Selon yy :

$12\text{ cm} < 14.06\text{ cm}$... Non Vérifiée

$1.01\text{cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

➤ **Pour la dalle D4**

Selon xx :

$12\text{ cm} > 4.12\text{ cm}$... Vérifiée

$6.16\text{cm}^2 > 4.5\text{ cm}^2$... Non Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire selon xx

Selon yy :

$12\text{ cm} < 18.49\text{ cm}$... Non Vérifiée

$1.01\text{cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire selon yy

➤ **Pour la dalle D5**

Selon xx :

$12\text{ cm} > 5.10\text{ cm}$... Vérifiée

$3.14\text{cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Selon yy :

$12\text{ cm} > 11.31\text{ cm}$... Vérifiée

$1.51\text{cm}^2 < 4.5\text{ cm}^2$... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Pour la dalle D6

Selon xx :

- 12 cm > 5.66 cm Vérifiée
- 6.16cm² > 4.5 cm² Non Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

Selon yy :

- 12 cm < 14.45 cm Non Vérifiée
- 2.01cm² < 4.5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire selon yy

➤ Pour la dalle D7

Selon xx :

- 12 cm > 6.38 cm Vérifiée
- 12.06cm² > 4.5 cm² Non Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire selon xx

Selon yy :

- 12 cm < 18.49 cm Non Vérifiée
- 3.14cm² < 4.5 cm² Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire selon yy

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau III.25: Vérifications de la flèche à l’ELS.

types	sens	<i>f gv</i> (mm)	<i>f ji</i> (mm)	<i>f qi</i> (mm)	<i>f gi</i> (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Obs.
D3'	yy	0.0546	0.0125	0.0328	0.01822	0.0567<6.6	vérifiée
D4	xx	0.371	0.086	0.426	0.17	0.54<1.94	vérifiée
	yy	0.6166	0.1414	0.371	0.205	0.64<8.7	vérifiée
D6	xx	0.698	0.162	0.80	0.32	1.01<2.66	vérifiée
	yy	0.962	0.2206	0.578	0.321	0.998<6.8	vérifiée
D7	xx	1.539	0.427	1.461	0.705	1.867<3	vérifiée
	yy	2.235	0.51	2.257	0.74	3.235<8.7	vérifiée

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec, $l \parallel L_1$:

$$L_a = \begin{cases} 0.4 l_s & \dots \dots \dots \text{si barres H. A} \\ 0.6 l_s & \dots \dots \dots \text{si barres R. L} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

➤ **Schémas de ferrillages**

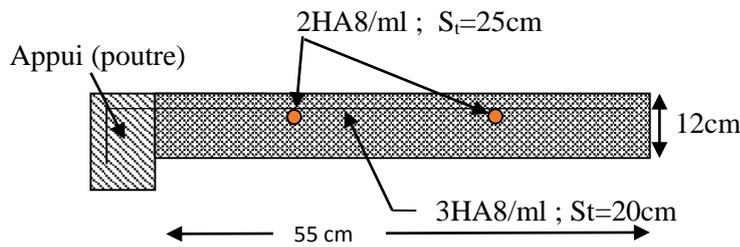


Figure III.9: schéma de ferrillage du balcon D1.

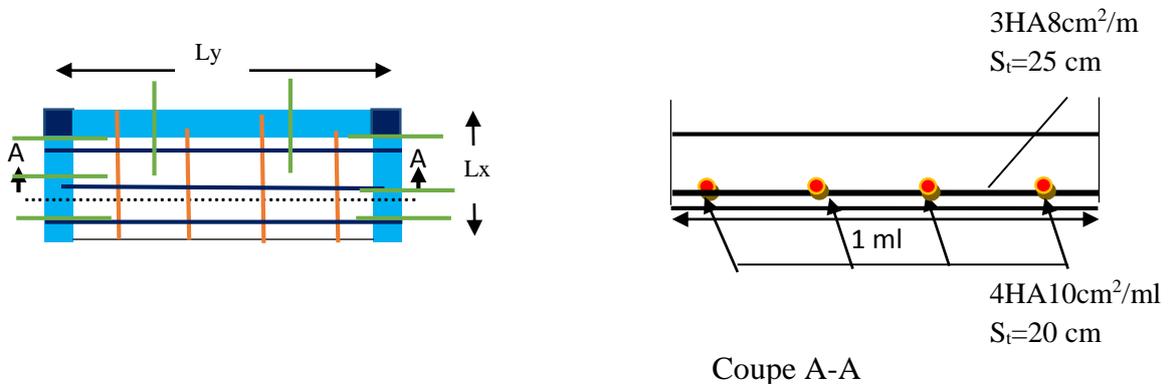


Figure III.10: schéma de ferrillage du balcon D5.

III.4. Etude des escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons trois types d'escalier :

III.4.1. Escalier type I a deux volées (Parking, soupenste au 6^{ème} étage)

Ce type se calcule comme suit :

Partie AC=DF :

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=7.93 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

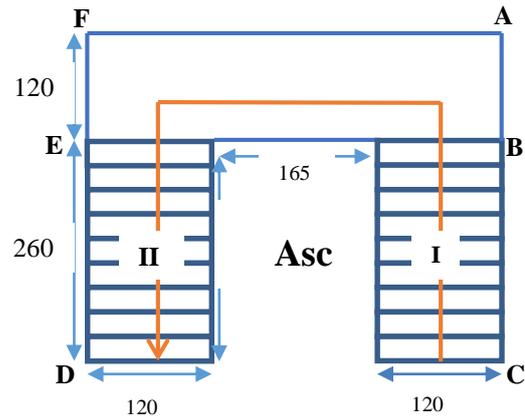


Figure III.11: Escalier type 1.

➤ Calcul à l'ELU :

La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.93) + (1.5 \times 2.5) = 14.456 \text{ KN/ml.}$$

La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.92 \text{ KN/ml.}$$

Schéma statique :

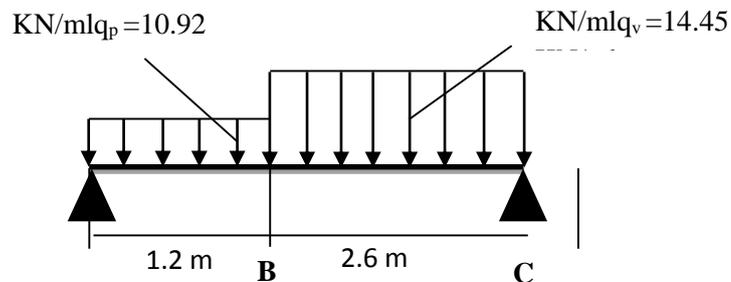


Figure III.12. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AC).

➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$R_A=23.88 \text{ KN.}$

$R_C=26.80 \text{ KN.}$

Calcul des moments :

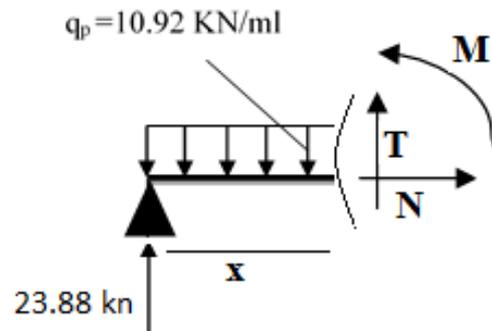
- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.2 \text{ m}$

Pour $x=0 \text{ m}$

Pour $x=1.2 \text{ m}$

$$\begin{cases} M=0 \text{ KN/m} \\ T= -23.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M=20.79 \text{ KN/m} \\ T=-10.77 \text{ KN} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $1.2 < x < 3.8 \text{ m}$

$T= 14.45x - 28.12$

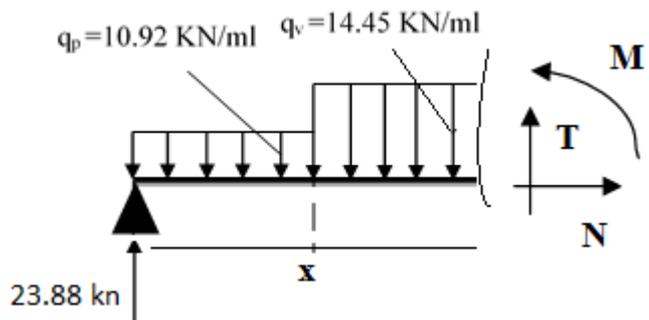
$M= -7.23 x^2 + 28.12x - 2.55$

Pour $x=1.2 \text{ m}$

$$\begin{cases} M=20.79 \text{ KN/m} \\ T= -10.77 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour $x=3.8 \text{ m}$

$$\begin{cases} M=-0.095 \text{ KN/m} \\ T=26.81 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de x :

$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.94 \text{ m}$

Donc $M_0^{max} = 24.81 \text{ KN.m.}$

Calcul des moments réels :

$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 24.81 = -12.41 \text{ KN.m.}$

$M_t = 0.75 M^{max} = 0.75 \times 24.81 = 18.61 \text{ KN.m.}$

➤ **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}

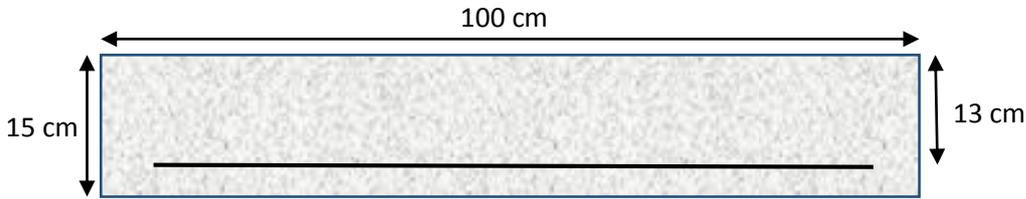


Figure III.13. Section à ferrailer.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26.Ferraillage de l'escalier Type I et III

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	S_t (cm)
travée	18.61	0.0775	0.1010	0.124	4.286	1.57	4HA12=4.52	25
appui	12.41	0.0518	0.066	0.126	2.86	1.57	4HA10=3.14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{rép} = \frac{A_{prin}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1.13 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; $S_t = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des espacements :**

Armatures principales : $S_t = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 25cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armatures secondaires : $S_t = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

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

$T = 26.81 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{26.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.206$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \bar{1.16} > 0.206 \text{ pas d'armatures transversales.}$$

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = (7.93 + 2.5) = 10.43 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = (5.31 + 2.5) = 7.81 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	R_A kn	R_C kn	X cm	M_0 kn.m	M_{ser} kn.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma_{bc}}$ MP A	σ_{bc} $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ MPA
travée	/	/	1.94	17.89	15.21	3.57	7545.7	7.20	15	vérifiée
appui	17.2	19.3	/	17.89	7.15	3.1	5608.7	3.9	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 15 \text{ cm} \leq 32.30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 4.52 \text{ cm}^2 \leq 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L = L_0 + L_p = 3.8 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 :

$$f_{adm} = 3.8/500$$

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

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

Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
3.8	4.52	8.80	11.37	15.21	7545.7	189551
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)
3.57	104890	78464	61704	125384	1.21	0.37
f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs.		
1.096	0.645	1.289	7.6	vérifiée		

➤ Schéma de ferrailage

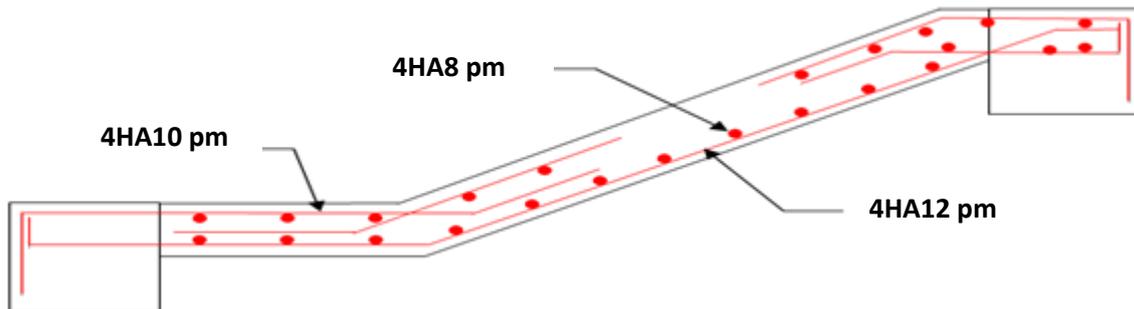


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier type I.

III.4.2. Etude de la poutre palière d'escalier type I

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants. On calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

Dimensionnement :

$$L/15 < h \leq L/10$$

$$L = (4.65 - 0.3) = 4.35 \text{ m} \Rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43.5\text{cm}$$

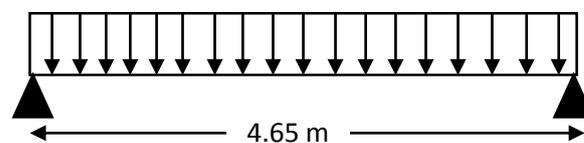


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière

Vérifications RPA99 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

➤ **Définition des charges**

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propre :** $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/m}$

- **poids des cloisons sur la poutre palière :**

$$G_{cloison} = G \cdot h \Rightarrow G_{cloison} = 2,93 \cdot 1,13 = 3,31 \text{ KN/ml}$$

- **Charge transmise de la paillasse :**

$$R_{Au} = 23,88 \text{ KN/m}$$

$$R_{As} = 17,20 \text{ KN/m}$$

- **Moment de torsion**

$$M_{tor} = M_B \times l/2 : \text{ provoqué par la flexion de la paillasse.}$$

Calcul à la flexion simple➤ **Calcul des sollicitations**

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(g_0 + G_{cloison}) + R_{Au} = 32,40 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + G_{cloison} + R_{As} = 23,51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_0^u = \frac{q_u}{8} l^2 = 87,57 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0,85 M_0^u = 74,43 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0,4 M_0^u = -35,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 75,33 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

La poutre palière se ferraille comme des sections rectangulaires ($b \cdot h$).

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Résultats de ferrailage de la poutre palière en (F.S)

position	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (Cm ²)	A^{min} (Cm ²)
travée	74.43	0.1212	0.162	0.355	6.022	1.376
appui	-35.03	0.057	0.073	0.368	2.73	1.376

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b*d} = \frac{75.33}{0.3*0.38} * 10^{-3} = 0.660 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$a)- A_{trans} \geq \frac{0.4*b*st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b)- A_{trans} \geq \frac{b*st(\tau_u - 0.3ft28)}{0.9f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.0375 \text{ cm}^2$$

$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.0375 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la torsion**

Moment de torsion :

$$M_{tor} = -M_A \times \frac{L_{AC}}{2} = -12.41 \times \frac{4.65}{2} = -28.85 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_A : Moment en appui (A) obtenu lors du calcul de la partie AC de l'escalier Type(1) et (3) 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 ($b \times h$).

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} * \frac{u}{f_{st}} = 5.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures transversales

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{tran}^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} * \frac{St}{f_{st}} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{28.85 * 10^{-3}}{2 * 0.0875 * 0.05} = 3.25 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.66^2 + 3.25^2} = 3.316 \text{ MPa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

➤ **Ferrailage globale**

En travée : $A_t = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.022 + \frac{5.68}{2} = 8.86 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 3HA14 = 9.24 cm²

En appui : $A_a = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.73 + \frac{5.68}{2} = 5.57 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 1HA12 = 5.75 cm²

Armature transversales : $A_{tran} = A_{tran}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 0.71 = 1.16 \text{ cm}^2$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier)

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

$$q_s = g_0 + G_{cloison} + RAs = 23,51 \text{ KN/m}$$

Moments : $M_0^S = \frac{q_s}{8} * l^2 = \frac{23.51}{8} * 4.65^2 = 63.54 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M^S_t = 0,85 M_0 = 54 \text{ KN.m} \\ M^S_a = -0,4 M_0 = -25.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS

position	M_{ser} (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
travée	54	12.41	78245	8.55 < 15	vérifiée
appui	-25.4	8.91	41727	5.42 < 15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

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

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^s_t}{10M^s_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=40 \text{ cm} > 39.5 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 9.24 \text{ cm}^2 < 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L = 4.65 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière

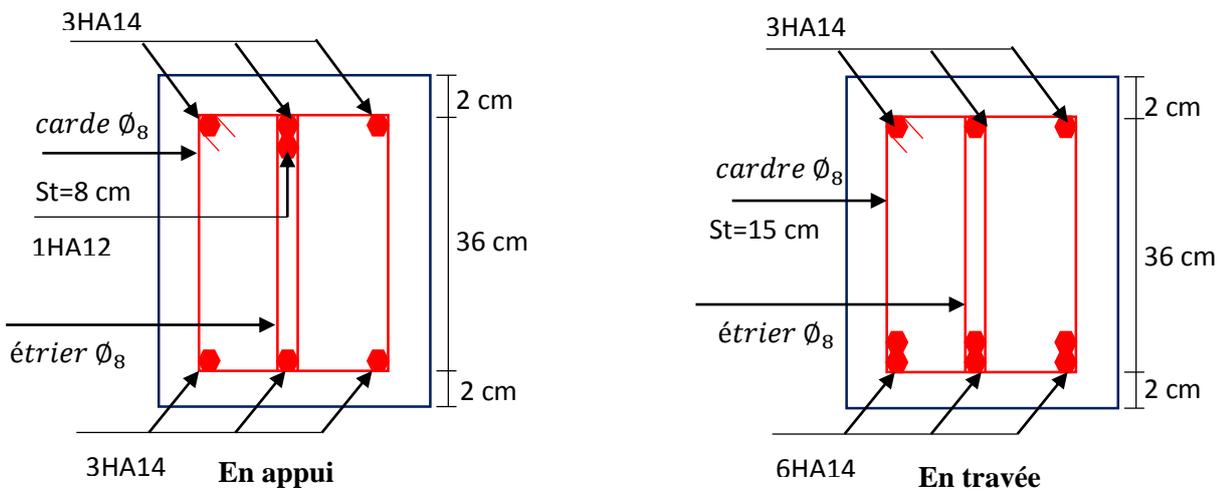
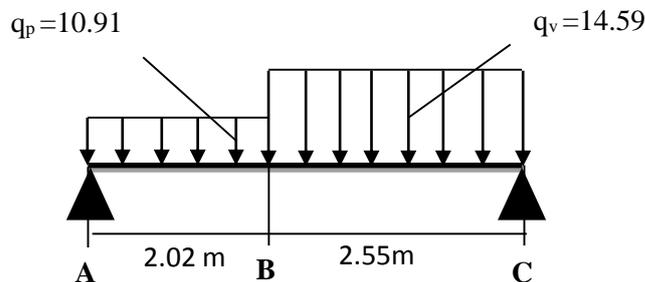


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4.3. Escalier type II (escalier balancé).

➤ Pour la volée I



On a: $G_v=8.03 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.31 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charges :

ELU: $q_v=14.59 \text{ KN/m}$; $q_p=10.91 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v=10.53 \text{ KN/m}$; $q_p=7.81 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations

Tableau III.31. Les sollicitations dans la volée I (Escalier type II).

ELU	ELS
$R_A=27.56$ KN	$R_A=19.97$ KN
$R_C=31.69$ KN	$R_C=22.84$ KN
$M_0=34.43$ KN .m	$M_0=24.78$ KN.m
$M^t=25.82$ KN.m	$M^t=21.06$ KN.m
$M_a=-17.21$ KN.m	$M_a=-9.91$ KN.m
$V^{\max}=31.69$ KN	$V^{\max}=29.25$ KN

➤ Ferrailage:

Tableau III.32. Ferrailage de la volée I.

	M_u (KN .m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{calculé}$ cm^2/ml	A_{min} cm^2/ml	$A^{adopté}$ cm^2/ml	S_t (cm)
travée	25.82	0.107	0.14	0.122	6.06	1.57	4HA14=6.16	25
appui	-17.21	0.072	0.093	0.125	3.95	1.57	4HA12=4.52	25

Armature de répartition :

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54cm^2$

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

Soit: $A_r^t = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$; $S_t=25$ cm

$A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$; $S_t=25$ cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.243 < \bar{\tau}_u = 1.17MPA$$

Pas de risque de cisaillement

➤ A P'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.33.Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	Ms (KN.m)	M ₀ (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
En travée	21.06	24.78	4.06	9615.7	8.90	15	vérifiée
En appui	-9.91	24.78	3.57	7545.7	4.69	15	vérifiée

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^2_t}{10M^2_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 38.84 \text{ cm} \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 5.65 \text{ cm}^2 < 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L = 4.57 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Évaluation des charges :

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = L/500$$

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

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

$$q^j_{ser} = 5.33 \text{ (KN/ml)}, \quad q^g_{ser} = 8.67 \text{ (KN/ml)}, \quad q^p_{ser} = 11.92 \text{ (KN/ml)}.$$

Tableau III.34.Evaluation de la flèche dans la partie AC de l'escalier.

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.57	6.16	9.27	15.53	21.06	9615.7	190295
Y (cm)	I _{ji} (cm ⁴)	I _{gi} (cm ⁴)	I _{pi} (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)
4.06	112954	74567	63291	121496	2.46	0.52
f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs.		
2.14	1.34	2.74	9.14	vérifiée		

➤ Schéma de ferrailage :

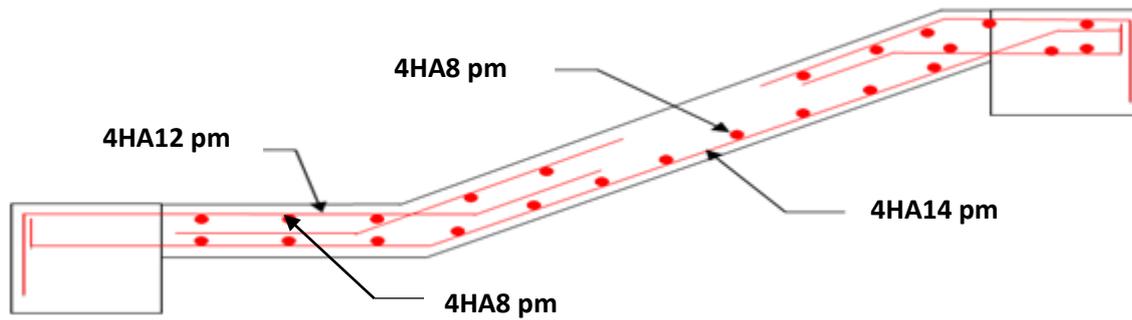


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la volée I de l'escalier type II.

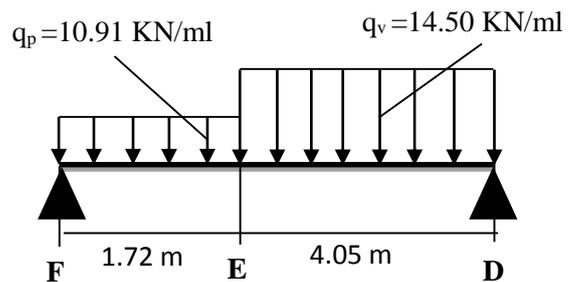
Pour la volée II :

On a : $G_v=7.97 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.31 \text{ KN/m}^2$; $Q =2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charges :

ELU: $q_v=14.50 \text{ KN/m}$; $q_p=10.91 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v=10.47 \text{ KN/m}$; $q_p=7.81 \text{ KN/m}$



➤ Calcul des sollicitations :

Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS

Tableau III.35. Les sollicitations dans la volée II (Escalier type II).

ELU	ELS
$R_F= 36.6 \text{ KN}$	$R_F= 26.31 \text{ KN}$
$R_D= 40.93 \text{ KN}$	$R_D= 29.52 \text{ KN}$
$M_0= 57.75 \text{ KN.m}$	$M_0= 41.62 \text{ KN.m}$
$M^l= 43.31 \text{ KN.m}$	$M^l= 35.38 \text{ KN.m}$
$M_a= -28.87 \text{ KN.m}$	$M_a= -16.65 \text{ KN.m}$
$V^{\max}= 40.93 \text{ KN}$	$V^{\max}= 37.80 \text{ KN}$

➤ Ferrailage :

Tableau III.36.Ferrailage de la volée II.

	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{calcul} cm ² / ml	A_{min} cm ² / ml	$A^{adopté}$ cm ² /ml	S_t (cm)
Travée	43.31	0.18	0.25	0.116	10.65	1.57	4HA14+4HA12=10.68	12.5
Appui	-28.87	0.12	0.16	0.121	6.70	1.57	6HA12=6.79	15

Armature de répartition :

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{10.68}{4} = 2.67\text{cm}^2$

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69\text{cm}^2$

Soit: $A_r^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14\text{ cm}^2$; $S_t=25\text{ cm}$

$A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{ cm}^2$; $S_t=25\text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.31 < \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa}$

Pas de risque de cisaillement

➤ A P'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.37.Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	Ms (KN.m)	M ₀ (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	35.38	41.62	5.04	14418	12.38	15	vérifiée
En appui	-16.65	41.62	4.22	10356	6.79	15	vérifiée

$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^s_t}{10M^s_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15\text{ cm} < 49.05\text{ cm} \dots \dots \text{Non vérifiée}$

$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 10.68\text{ cm}^2 < 13.65\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

L = 5.77 m < 8m... .. vérifiée

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = (L/1000)+0.005$$

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

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

$$q_{ser}^j = 5.29 \text{ (KN/ml)}, \quad q_{ser}^g = 8.63 \text{ (KN/ml)}, \quad q_{ser}^p = 11.88 \text{ (KN/ml)}.$$

Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans la partie FD de l'escalier.

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.77	10.68	15.12	26.54	35.38	14418	192346
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)
5.04	103500	83040	76809	130672	6.12	1.49
f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs.		
4.40	3.27	5.76	5.775	vérifiée		

➤ Schéma de ferrailage :

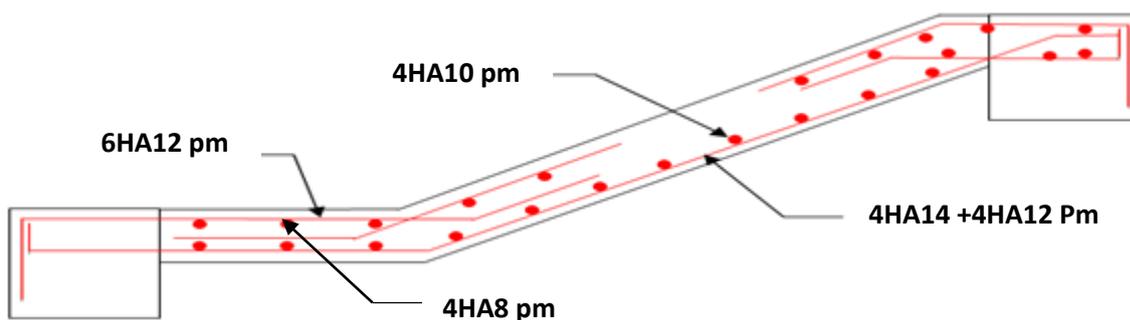


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la volée II de l'escalier type II.

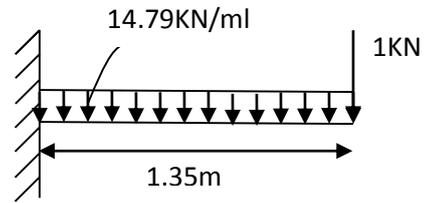
Pour la volée III :

On a: $G_v=8.18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charges :

ELU: $q_v=14.79 \text{ KN/m}$. $P_u=1.35 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v=10.68 \text{ KN/m}$. $P_s=1 \text{ KN/m}$



➤ **Calcul des sollicitations :**

Tableau III.39. Les sollicitations dans la volée III (Escalier type II).

ELU	ELS
$M_u=15.30 \text{ KN.m}$	$M_u=11.08 \text{ KN.m}$
$V^{\max}=21.31 \text{ KN}$	$V^{\max}=15.41 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.40. Ferraillage de la volée III.

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
15.30	0.063	0.082	0.125	3.49	1.57	5HA10=3.93	20

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPA}$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **A l'ELS**

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.41. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	M_s (KN.m)	y(cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	11.08	3.36	6742.6	5.53	15	vérifiée

a) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^X}\right) l_x \quad 15\text{cm} > 6.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \quad 3.93\text{cm}^2 < 6.75\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions de la flèche sont observées, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

➤ Schéma de ferrailage :

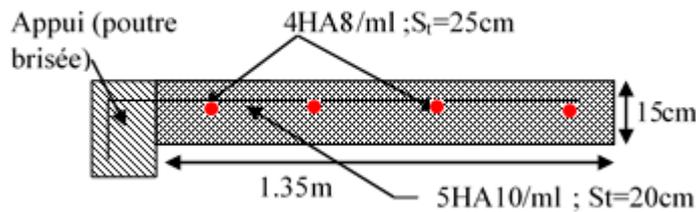


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier type II volée III

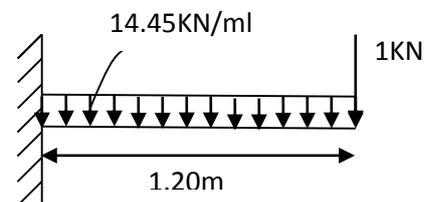
III.4.4.Escalier type III :

On a: $G_v=7.93 \text{ KN/m}^2$; $Q =2.5 \text{ KN/m}^2$ $p= 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charges :

ELU: $q_v=14.45\text{KN/m}$. $P_u=1.35 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v=10.43\text{KN/m}$. $P_s=1 \text{ KN/m}$



Calcul des sollicitations :

Tableau III.42.Les sollicitations dans la volée III (Escalier type III).

ELU	ELS
$M_u=12.02\text{KN} \cdot \text{m}$	$M_u=8.70\text{KN} \cdot \text{m}$
$V^{\max}=18.69\text{KN}$	$V^{\max}=13.51 \text{ KN}$

➤ Ferrailage :

Tableau III.43.Ferrailage de la volée III.

$M_u(\text{KN} \cdot \text{m})$	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	A_{choisit} (cm^2/ml)	St (cm)
12.02	0.050	0.064	0.1266	2.73	1.57	4HA10=3.14	25

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{3} = 1.046 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.143 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPA}$$

Pas de risque de cisaillement

A P'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.44. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	Ms (KN.m)	y(cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	8.70	3.05	5608.7	4.75	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^X}\right) l_x \quad 15\text{cm} > 6\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \quad 3.14\text{cm}^2 < 6.75\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions de la flèche sont observées, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

➤ **Schéma de ferrailage :**

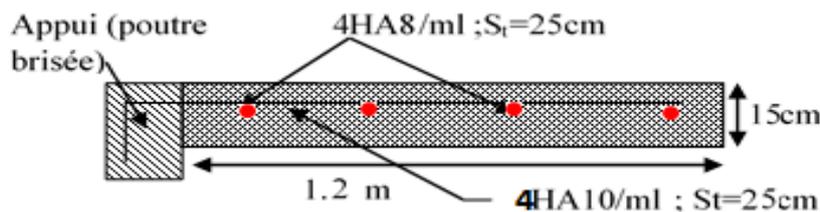


Figure III.20. Schéma de ferrailage escalier type III (volée III en console).

III.4.5. Etude de la poutre brisée d'escalier type II et III

Tableau III.45. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

Réactions (KN/ml)	Type II			Type III		
	ELU	ELS	Travée(m)	ELU	ELS	Travée(m)
Rc	31.69	22.84	1.725	/	/	/
R_F	/	/	/	23.88	17.2	1.02
R_p	/	/	/	18.69	13.51	3
R_A	/	/	/	23.88	17.2	1.02

D'après le tableau des réactions ci-dessus on remarque que la poutre brisée d'escalier type II est la plus sollicitée, donc on adopte le même ferrailage pour le type III.

➤ Calcul de la poutre brisée d'escalier type II :

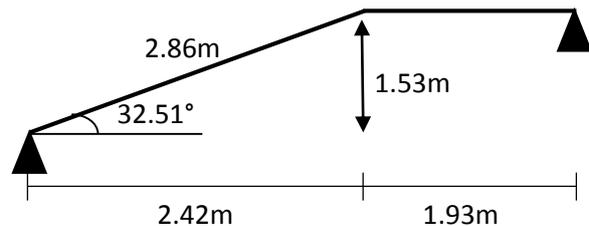
Dimensionnement

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

$$L = 1.93 + (2.42 / \cos 32.51^\circ) = 4.79 \text{ m}$$

$$L' = 479 - 30 = 449 \text{ m}$$

$$\frac{449}{15} \leq h \leq \frac{449}{10}, \quad 29.93 \text{ cm} \leq h \leq 44.9 \text{ cm}$$



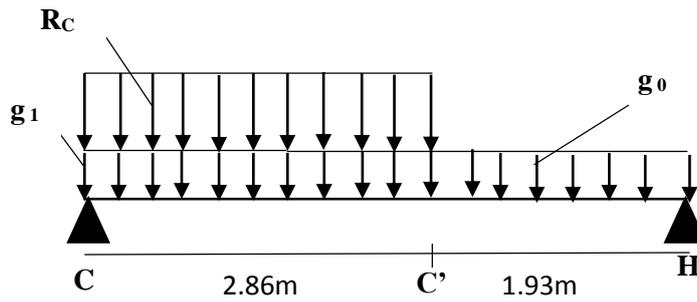
Vérifications RPA99 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

➤ Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.40 / \cos 32.51^\circ = 3.55 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$\text{ELU : } R_C = 31.69 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } R_C = 22.84 \text{ KN/ml.}$$

R_C : la charge ramenée par la partie BC.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35g_0 + R \quad \text{ELS : } q_s = g_0 + R$$

Tableau III.46. Les charges revenant sur la poutre brisée.

Travée	qu(KN/ml)	
	ELU	ELS
CC'	36.48	26.39
C'H	4.05	3

➤ Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.47. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

ELU						
R_C (KN)	R_H (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
73.78	36.34	2.02	74.60	29.84	63.41	73.78

ELS						
R _C (KN)	R _H (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _s (KN)
54.09	27.17	2.02	55.44	22.17	47.12	21.38

➤ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.48. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

position	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (Cm ²)	A^{min} (Cm ²)
travée	63.41	0.103	0.136	0.359	5.07	1.37
appui	29.84	0.048	0.062	0.37	2.31	1.37

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \cdot d} = \frac{73.78}{0.3 \cdot 0.38} \cdot 10^{-3} = 0.647 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

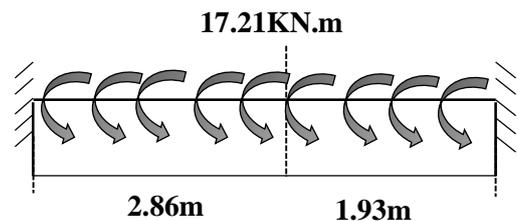
$$A_{trans} \geq \frac{b \cdot st (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.0213 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.0213 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion :

$$M_{tor} = Mc = 17.21 \text{ KN.m}$$



Avec : Mc : Moment en appui (C) obtenu lors du calcul de la partie AC de l'escalier Type II D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm} : \text{Périmètre de la section de la poutre palière.}$$

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} * \frac{u}{f_{st}} = 3.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures transversales

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{tran}^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} * \frac{S_t}{f_{st}} = 0.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{17.21 * 10^{-3}}{2 * 0.0875 * 0.05} = 1.956 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.647^2 + 1.956^2} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

➤ **Ferraillage globale**

En travée : $A_t = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.07 + \frac{3.39}{2} = 6.76 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 + 2HA12 = 6.88 cm²

En appui : $A_a = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.31 + \frac{3.39}{2} = 4.005 \text{ cm}^2$

Soit 3HA14 = 4.62 cm²

Armature transversales : $A_{tran} = A_{tran}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 0.42 = 0.87 \text{ cm}^2$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² (un cadre + un étrier)

➤ **Calcul à l'ELS**

Tableau III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

ELS						
R_C (KN)	R_H (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_s (KN)
54.09	27.17	2.02	55.44	22.17	47.12	21.38

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau III.50. Vérification des contraintes du béton.

position	M_{ser} (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
travée	47.12	13.09	86466	7.13 < 15	vérifiée
appui	22.17	11.13	63822	3.86 < 15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

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

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M^s_t}{10M^s_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} > 39.85 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 6.88 \text{ cm}^2 < 11.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$L = 4.79 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage :

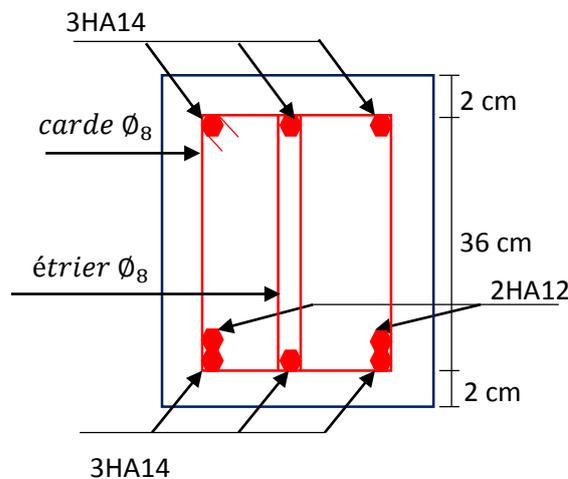


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5. Étude de chaînages :

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

Dimensionnement :

Les dimensions des poutres de chaînage sont donnée par :

h : est égale à la hauteur du plancher = 24 cm

b : est égale à la largeur du mur = 30 cm

La longueur maximum $L_{max} = (500 - 30) = 470 \text{ cm}$

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

➤ Condition de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$$

➤ Exigences du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } h=40 \text{ cm, } b=30\text{cm}$$

Sollicitation :

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$p_{mur} = 2,93 \times 2,65 = 7.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) = 1.35 \times (3 + 7.76) = 14.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = 3 + 7.76 = 10.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} \text{ELU } M_0^u = \frac{q_u * l^2}{8} = 45.40 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_0^s = \frac{q_s * l^2}{8} = 33.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée } \begin{cases} \text{ELU } M_t^u = 0.85 M_0^u = 38.59 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^s = 0.85 M_0^s = 28.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui } \begin{cases} \text{ELU } M_a^u = -0.4 M_0^u = -18.16 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^s = -0.4 M_0^s = -13.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.51. Ferrailage des poutres de chaînage.

position	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal}(\text{Cm}^2)$	$A^{min}(\text{Cm}^2)$	$A^{opté}(\text{Cm}^2)$
Travée	38.59	0.063	0.085	0.357	3.11	1.34	3HA12
Appui	-18.16	0.031	0.0396	0.364	1.43	1.34	3HA10

➤ Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A^{cal}_t = 3.11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A^{cal}_a = 1.43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{14.53 \times 5}{2} = 36.32 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{36.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.327 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.327 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_{bu} - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = -0.38 \text{ cm}^2 < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_{trans} = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérfications 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 III.52. Vérification des contraintes.

position	M_{ser} (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	28.57	9.6	47023	5.85 < 15	249.42 > 201.63
Appui	-13.44	8.23	34875	3.17 < 15	166.25 < 201.63

En travée $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ on va redimensionner la section d'acier à l'ELS

$$A_t^s = \frac{M_t^s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} \text{ Avec } \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ tel que } \alpha \in [0,1] \quad \beta = \frac{M_t^s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

On prend $\alpha = 0.3$

$$\beta = \frac{28.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 201.63} = 3.45 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Après 4 itérations on trouve $\alpha = 0.2857$

$$A_t^s = 4.23 \text{ cm}^2 \quad A^{opté} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Tableau III.53. Vérification des contraintes en travée

position	M_{ser} (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	28.57	10.96	60156	5.208 < 15	185.45 < 201.63

➤ Vérification de la flèche

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

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10M_s^0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=40 \text{ cm} > 39.995 \text{ cm} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 4.62 \text{ cm}^2 < 11.655 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$L = 5 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Les trois conditions sont observées, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

➤ Schémas de ferrailage

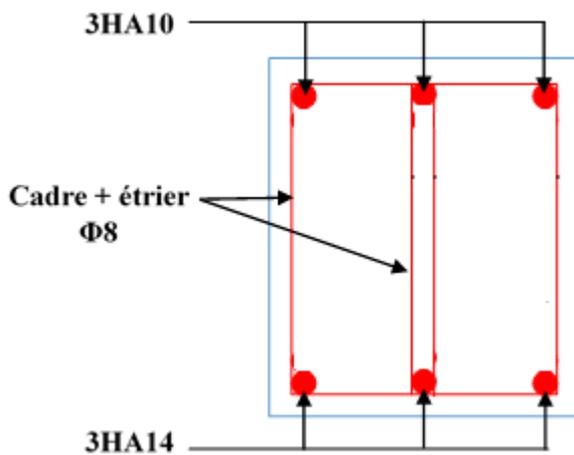


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en travée et en appui.

III.6.ÉTUDE DE L'ACENSEUR

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe 4)

L : Longueur de l'ascenseur.

l : Largeur de l'ascenseur.

H : Hauteur de l'ascenseur.

W : Puissance de l'ascenseur =6.8KW.

Fc : Charge due à la cuvette =145KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur =15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines =51KN.

La Charge nominale est de 630Kg.

La vitesse V =1.6m/s.

Donc g =Dm+Pm+P personnes =72.3KN.

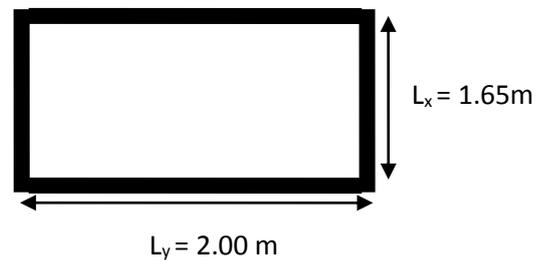


Figure III.23 : Dalle sur quatre appuis.

III.6.1.Étude de la dalle pleine de locale des machines

➤ **Évaluation des charges et surcharges**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a Lx =1.65 m et Ly =2.00 m donc une surface S =1.65*2.00 =3.30m²

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN} / \text{m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN} / \text{m}^2$ Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{KN} / \text{m}^2$.

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.3} = 43.93 \text{KN} / \text{m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 48.78 \text{KN} / \text{m}^2$.

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

III.6.1.1. Cas d'une charge répartie

➤ **Calcul des sollicitations**

• **À l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 67.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.88 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.23 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.39 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.29 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.96 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 1.86 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12,40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ;$$

En travée sens x-x' $\mu_{bu} = \frac{8.39 \times 10^3}{100 \times (12,4)^2 \times 14,2} = 0,0384; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ pivot A

$\mu_{bu} = 0,0384 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0,048$

$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,122m$

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

$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{8.39 \times 10^{-3}}{0,122 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,97 \text{ cm}^2$

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \text{ min} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-0.82}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,3 \text{ cm}^2$

Sens y-y : $A_y \geq \rho_0 b h$

$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 1,3 \text{ cm}^2$

Tableau III.54. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{cal} \geq A_{min}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.39	0,0384	0,048	0,122	1,97	1,3	4T10=3,14
	y-y	5.29	0,0296	0,037	0,110	1,38	1,2	4T8=2.01
Appui	x-x	2,96	0,0135	0,017	0,123	0,69	1,3	3T8=1.51

➤ **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures // Ly: $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{67.35 \times 1.65}{2} = 55,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{55,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,124} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa.}$$

• **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G_{tot} + Q = 48.78 + 1 = 49.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels**

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0539 \times 49.78 \times (1.65)^2 = 7.30 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.6313 \times 7.30 = 4.60 \text{ KN.m}$

➤ **Correction des moments**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 6,20 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 3,91 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,19 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes**

$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12,4 \text{ cm}$, $y = 2,94 \text{ cm}$, $I = 5062,13 \text{ cm}^4$

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

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.55. Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	observation
Travée	Sens x-x	6,20	3,14	2,94	3,6	vérifier
	Sens y-y	3,91	2,01	2,31	3,23	vérifier
Appui		-2,19	1,51	2,15	1,73	vérifier

III.6.1.2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: Surface d'impact.

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y'.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90cm \\ b_0 = 100cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc : $\begin{cases} u = 90 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 115cm. \\ v = 100 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 125cm. \end{cases}$

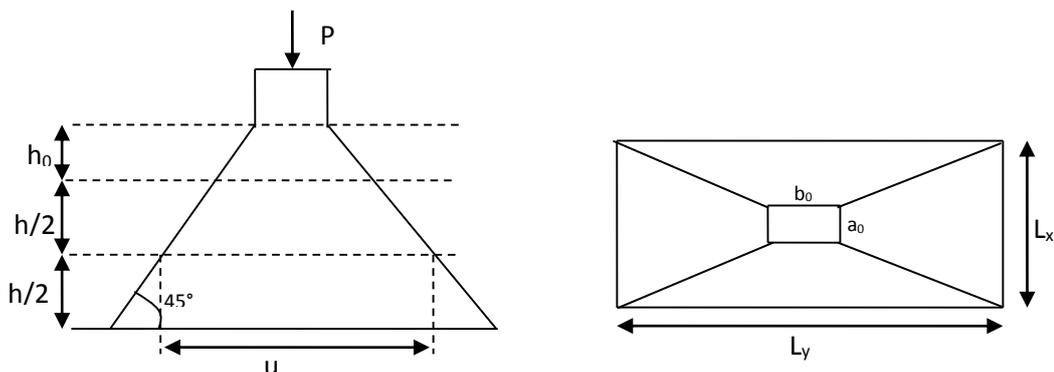


Fig. III.24. L'ascenseur

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

➤ **À ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{115}{165} = 0.69 \rightarrow M_1$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{125}{200} = 0.62 \rightarrow M_2$$

En se référant à l'annexe (3) on trouve $M_1=0.082$ et $M_2=0.055$.

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 * G = 65.85 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.59 \text{KNm} \\ M_{y1} = 4.41 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 * 4.85 + 1.5 * 1 = 8.04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0539 \times 8.04 \times 1.65^2 = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6313 \times 1.18 = 0.74 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.59 + 1.18 = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.41 + 0.74 = 5.15 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 6.77 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 5.15 = 4.37 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 5.75 = -1.72 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.56. Résultats de ferrillages.

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens xx	5.75	1.72	1.30	0.63	4T10=3.14	4 T10
Sens yy	4.37	1.72	1.02	0.63	4 T10	4T10

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de condition de non fragilité

Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.82}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

La condition de poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2 * (\mu + \nu) = 480 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 65.85 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.80 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 540 \text{ KN}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$v > \mu \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 * v} = \frac{65.85}{3 \times 1.25} = 17.56 \text{ KN}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2v + u} = \frac{65.85}{3 \times 1.25 + 1.15} = 13.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{max} < \frac{h}{10} = 15 \text{ mm}. \quad \phi_{max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}.$$

➤ **Espacement des armatures**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

➤ **Verification à l'ELS:**

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

➤ **Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{ser} = G = 48.78 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_s * (M_1 + \nu * M_2) = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s * (M_2 + \nu * M_1) = 4.09 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments dues aux poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0607 \times 5.85 \times 1.65^2 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.7381 \times 0.96 = 0.70 \text{ KN.m}$$

➤ **La superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.79 + 0.96 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.09 + 0.70 = 4.79 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de contrainte :

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.75 = 4.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.79 = 4.07 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.75 = -1.72 \text{ KN.m}$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.57. résultats de calculs.

	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$A_t \text{ ado}$ (Cm^2/ml)	Y (m)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \text{ travée}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \text{ appui}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x'	4.88	1.72	3.14	0.0297	4912.28	2.95	1.04	15
y-y'	4.07	1.72	3.14	0.0281	4055.07	2.82	1.19	15

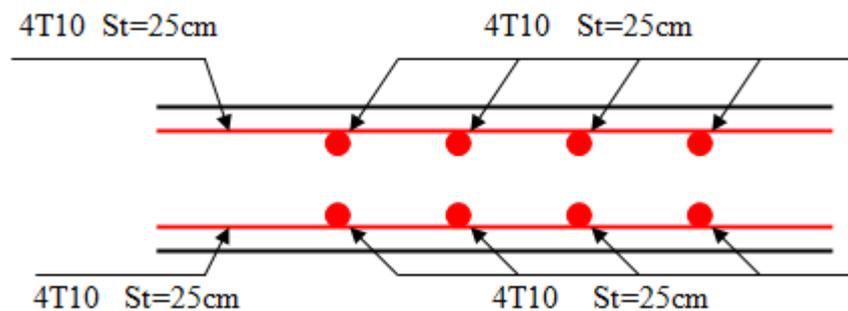


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.7. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante

III.7.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.7.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.7.2.1.Charge verticale :

Tableau III.58. Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

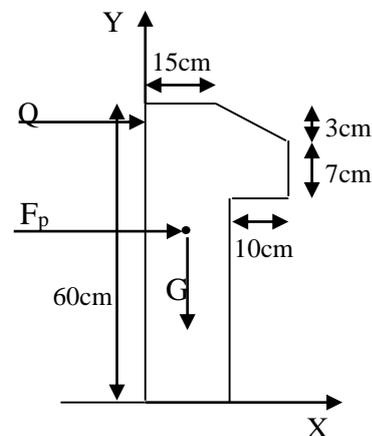


Figure III.26. Coupe transversale de l'acrotère.

III.7.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D’après le **RPA99**, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_P : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$

III.7.3.Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.085 \text{ m} \\ Y_G = 0.32 \text{ m} \end{cases}$$

L’acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.6225 \text{ KN} , \quad N_Q = 0 , \quad N_{FP} = 0$$

$$M_G = 0 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.32 \Rightarrow M_{F_p} = 0.4 \text{ KN.m}$$

Tableau III.59. Combinaisons d’action de l’acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	1	0.9	0.6

III.7.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 3.54 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.54} = 0.25m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de ferrailage par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2cm, 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{.m}$$

D'où : $e = 0.25 + 0.02 + 0.00576 = 0.276\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.276 = 0.976 \text{ KN.m}$

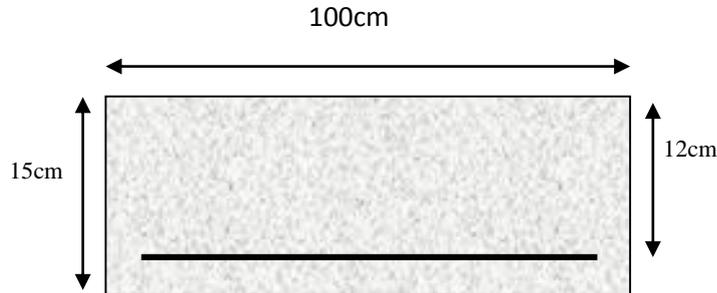


Figure III.27. Section à ferrailer

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.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.976 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.135 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0056 < \mu_1 = 0.3916 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \implies \alpha = 0.007; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \implies Z = 0.119m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.135 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \implies A_1 = 0.27cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.27 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \implies A_s = 0.17cm^2$$

Vérification à l'ELU :

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \implies A_{min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \implies$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 KN.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.0188 MPa .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa) \implies \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) MPa = 2.5 MPa$$

$\tau_u = 0.0188 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa$ Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \implies A_r = \frac{2.01}{4} \implies A_r = 0.5025cm^2 \implies A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

• **Espacement :**

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 cm$. On adopte $S_t = 25 cm$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \implies \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \implies \Sigma \mu_i = 10.053 cm$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10053) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 164.94 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère

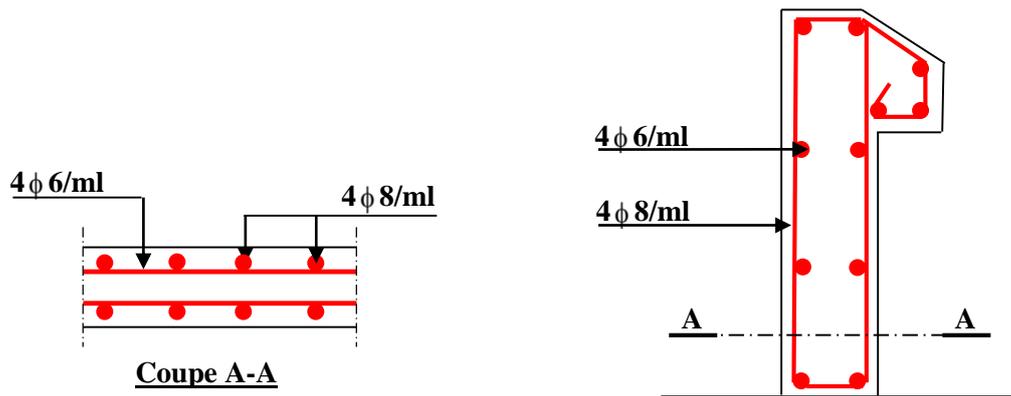


Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique, cette dernière nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

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

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux

directions horizontales et orthogonales selon la formule : $V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$

Avec

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : zone **IIa** $A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

$R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (4.4)**

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$Q_x=Q_y= 1.20$

W:poids total de la structure.

Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$W_x=W_y$ Avec : $W_i = \sum_{i=1}^n (W G_i + \beta W Q_i)$.

$W G_i$: poids dû aux charges permanentes totales.

$W Q_i$: charge d'exploitation.

β :coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau **(4-5 du RPA99)**.

✓ $\beta = 0.2$ pour usage d'habitation, Bureaux ou assimilés.

✓ $\beta = 0.6$ pour usage Commercial.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est :

$W = 61631.953 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

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

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

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

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 31.21m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 31.21^{\frac{3}{4}} = 0.66s$$

$L_x = 28.77$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 18.75$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.21}{\sqrt{28.77}} = 0.524s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.21}{\sqrt{18.75}} = 0.649s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.524s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.649s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.524}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.97$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.649}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.71$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.524 = 0.681s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.649 = 0.844s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.20}{5} \times 61631.953 = 4370.93KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.20}{5} \times 61631.953 = 3794.06KN$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou

autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant:RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

➤ **Spectre de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Schéma du spectre de calcul :**

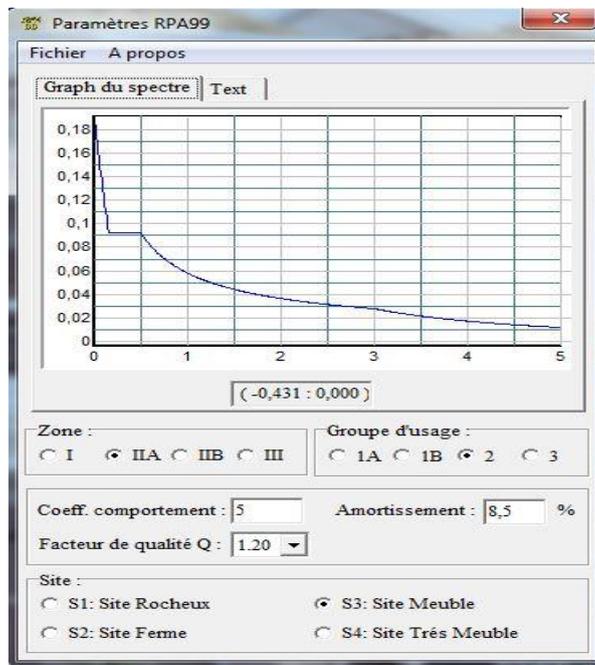


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

La forme irrégulière dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Après avoir essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .

la disposition retenue est la suivante :

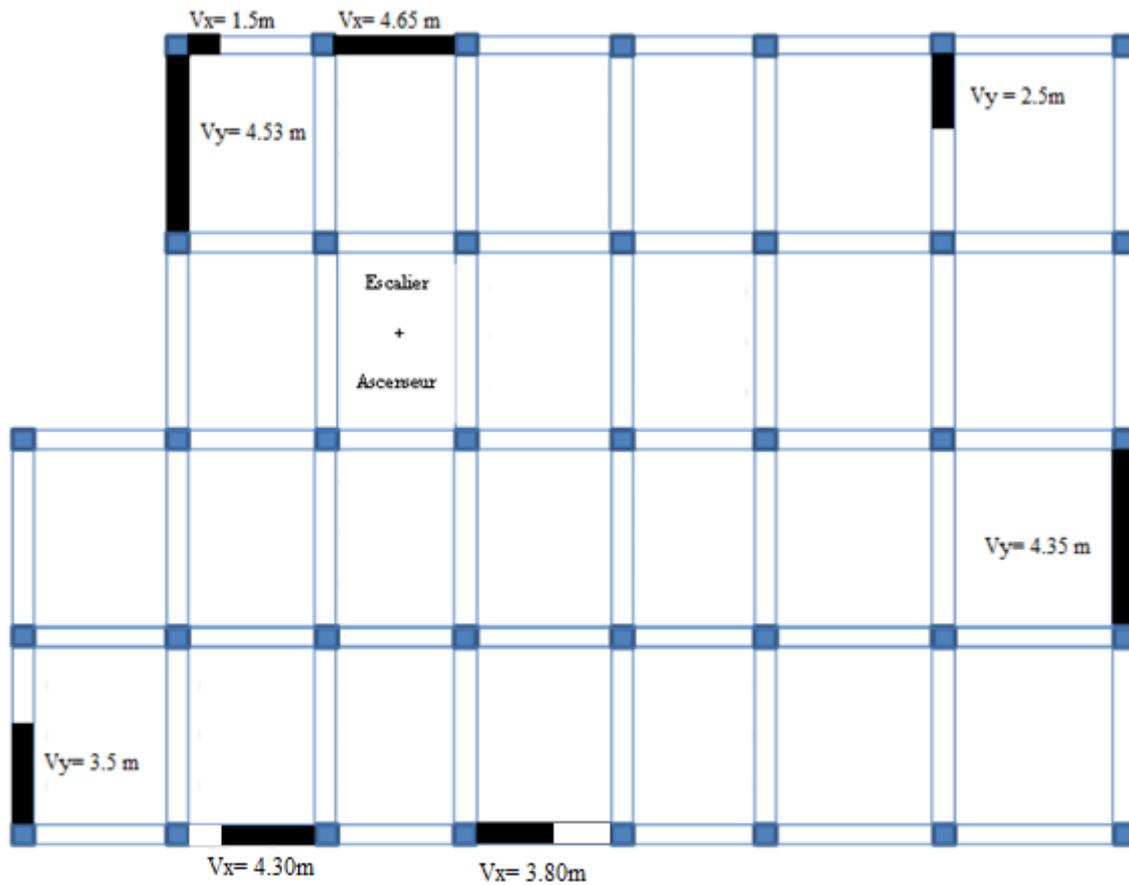


Figure. IV.2 : Disposition des voiles.

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.821242	0.69347	0.00422	0.69347	0.00422
Mode 2	0.785385	0.00399	0.68995	0.69747	0.69417
Mode 3	0.611964	0.00263	0.00079	0.7001	0.69496
Mode 4	0.238323	0.15035	0.00292	0.85045	0.69788
Mode 5	0.227639	0.00299	0.15534	0.85344	0.85322
Mode 6	0.172471	0.00003642	0.00016	0.85348	0.85338
Mode 7	0.118995	0.03779	0.00915	0.89127	0.86254
Mode 8	0.115824	0.01027	0.03651	0.90153	0.89904
Mode 9	0.098992	0.00005789	0.00016	0.90159	0.8992
Mode 10	0.096388	0.00471	0.0005	0.9063	0.89971
Mode 11	0.095675	0.00067	0.00007159	0.90697	0.89971
Mode 12	0.092579	0.00008704	0.00127	0.90706	0.90105

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures IV.1, IV.2 , IV. 3

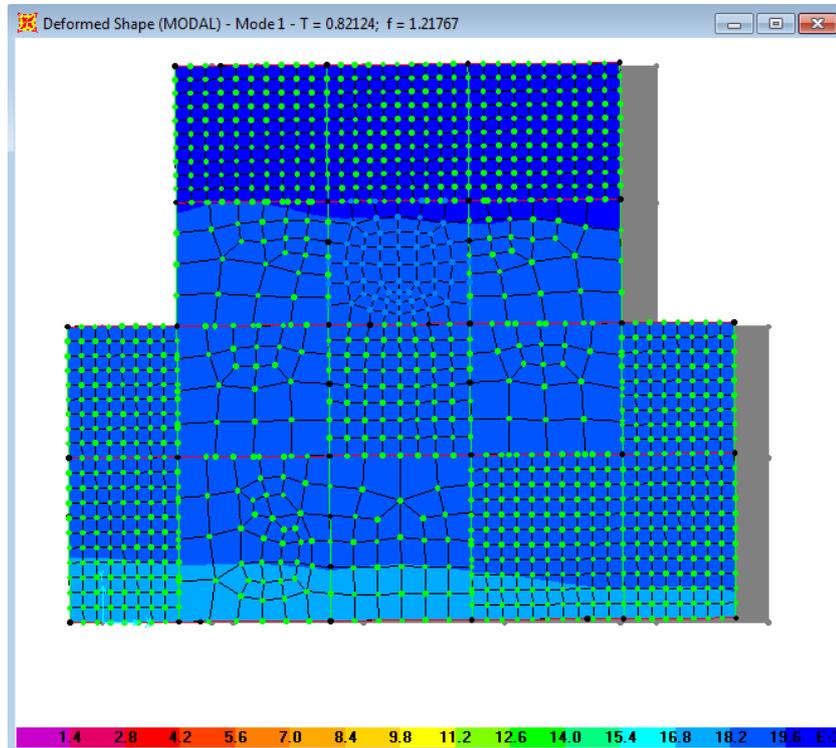


Figure IV.3 : 1^{er} mode T= 0.82124 (translation suivant X)

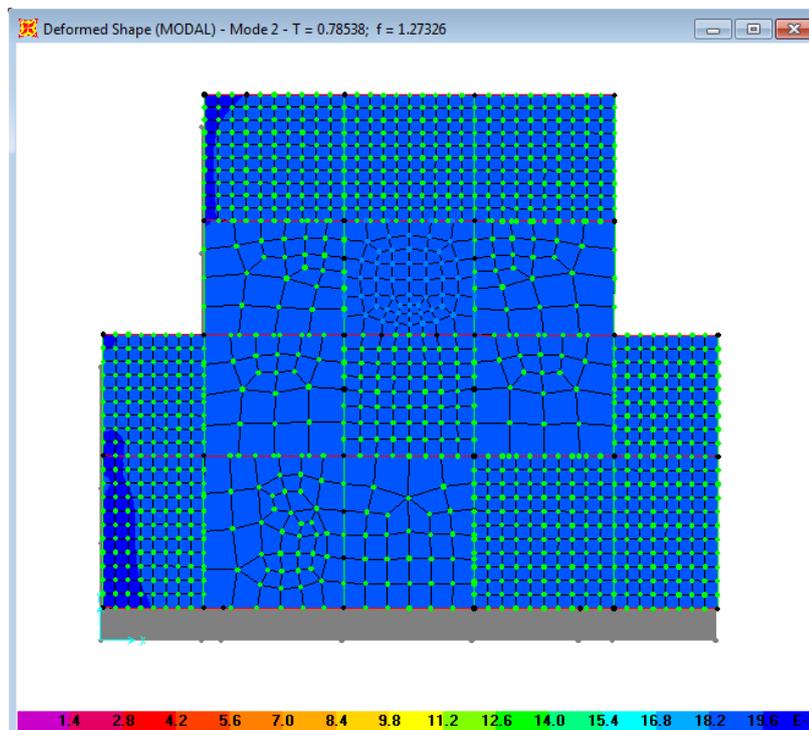


Figure IV.4 : 2^{ème} mode T=0.78538 (translation suivant Y)

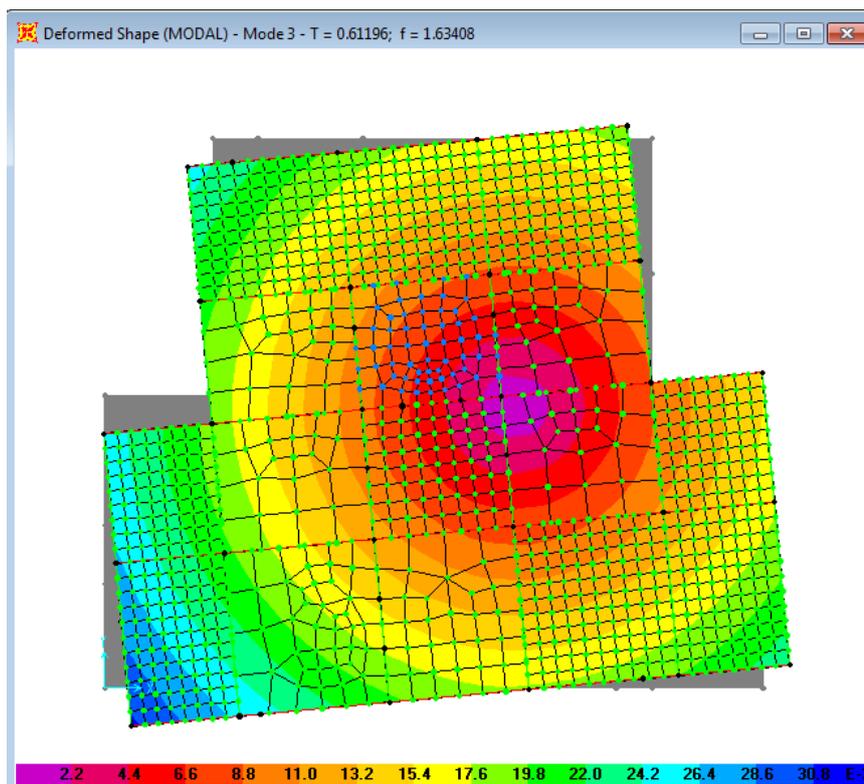


Figure IV.5 : 3^{ème} mode T= 0.61196 (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Parking	64190.793	3329.409	67520.2	95.069	4.93
RDC	51541.526	7660.975	59202.5	87.059	12.94
Soupende	43414.52	7888.933	51303.5	84.62	15.37
Etage 1	36969.074	7114.995	44084.1	83.86	16.13
Etage 2	30768.962	6323.368	37092.3	82.95	17.04
Etage 3	24959.705	5335.298	30295	82.38	17.61
Etage 4	19219.98	4273.678	23493.7	81.80	18.19
Etage 5	13533.476	3241.024	16774.5	80.67	19.32
Etage 6	8134.487	2122.126	10256.6	79.31	20.69
Etage 7	3162.327	861.977	4024.3	78.60	21.41

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est pas vérifiée dans tous les niveaux avec quelques écarts minimes, à cause de nombre de portique selon y-y est supérieure par rapport a x-x

b) Sous charges horizontales (Ex et Ey)

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (Ex)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Parking	360788.94	84035.12	444824.06	62.73	37.26
RDC	207047.88	52870.24	259918.12	36.39	63.60
Soupende	69486.3	24534.28	94020.58	36.92	63.07
Etage 1	39279.57	53312.76	92592.33	46.32	53.67
Etage 2	81587.7	78164.6	159752.3	47.78	52.21
Etage 3	124626.61	86127.47	210754.08	54.17	45.82

Etage 4	128019.02	72608.78	200627.8	60.28	39.71
Etage 5	123825.28	54650.27	178475.55	64.78	35.21
Etage 6	107709.53	38896.61	146606.14	72.19	27.80
Etage 7	101786.6	26170.99	127957.59	66.99	33.00

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens x-x est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y (Ey)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Parking	1029181.17	32527.46	1061708.63	68.93	31.06
RDC	428545.98	91449.3	519995.28	29.08	70.91
Soupenite	347248.48	84002.95	431251.43	41.23	58.76
Etage 1	190289.2	94660.32	284949.52	45.90	54.09
Etage 2	121889.8	82705.39	204595.19	49.52	50.47
Etage 3	102406.33	62655.68	165062.01	56.59	43.40
Etage 4	111153.53	42073.57	153227.1	61.76	38.23
Etage 5	114235.33	26016.96	140252.29	66.62	33.37
Etage 6	70904.54	17687.82	88592.36	71.99	28.00
Etage 7	53816.2	20234.78	74050.98	74.13	25.86

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens y-y (avec quelque écarts minimales) est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Où } B \text{ est l'aire de la section transversale du poteau considéré.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau(IV.6)

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteaux	B (cm ²)	N _a (KN)	<i>v</i>	Observation
Parking+RDC	70×70	4900	3278.218	0.267	vérifiée
Soupenne + 1 ^{er} étage	70×65	4550	1709.064	0.150	vérifiée
2 ^{ém} , 3 ^{ém} e étage	65×60	3900	1169.734	0.119	vérifiée
4 ^{ém} e étage	60×60	3600	691.322	0.07	vérifiée
5 ^{ém} e étage	55×55	3025	454.088	0.060	vérifiée
6 ^{ém} e étage	50×50	2500	238.742	0.038	vérifiée
7 ^{ém} e étage	45×45	2025	66.994	0.13	vérifiée

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	4370.93	3496.74	4114.47	Vérifiée
Sens yy	3794.06	3035.24	4211.69	Vérifiée

IV.5.4. Justification vis à vis des déformations

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

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

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	h_K (m)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K (%)
Parking	0.006	0.003	0	0.003	3.06	0.00098	0.0006	0.003	0	0.003	0.00098
RDC	0.0026	0.013	0.003	0.01	4.59	0.0021	0.0024	0.012	0.003	0.009	0.0019
Soupe	0.0044	0.022	0.013	0.009	3.06	0.0029	0.004	0.02	0.012	0.008	0.0026
Etage 01	0.0059	0.0295	0.022	0.0075	3.06	0.0024	0.0057	0.028	0.02	0.008	0.0027
Etage 02	0.0082	0.041	0.029	0.0115	3.06	0.0037	0.0074	0.037	0.028	0.008	0.0027
Etage 03	0.0101	0.0505	0.041	0.0095	3.06	0.0031	0.0092	0.046	0.037	0.009	0.0029
Etage 04	0.0119	0.0595	0.050	0.009	3.06	0.0029	0.0109	0.054	0.046	0.008	0.0027
Etage 05	0.0137	0.0685	0.059	0.009	3.06	0.0029	0.0126	0.063	0.054	0.008	0.0027
Etage 06	0.0153	0.0765	0.068	0.008	3.06	0.0026	0.0142	0.071	0.063	0.008	0.0026
Etage 07	0.0168	0.084	0.076	0.0075	3.06	0.0024	0.156	0.078	0.071	0.007	0.0022

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

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

$i=K$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\Theta_K)$.

Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k
Parking	306	60290.15	0.003	2587.43	0.020	0.003	3469.13	0.014
RDC	459	52817.98	0.01	3523.08	0.028	0.009	3368.58	0.0266
Soupenete	306	45799.1	0.009	3601.42	0.032	0.008	3908.17	0.0263
Etage 1	306	39338.3	0.007	3312.50	0.024	0.008	3482.06	0.0264
Etage 2	306	33094.26	0.011	2973.47	0.034	0.008	3121.72	0.0240
Etage 3	306	27042.91	0.009	2635.30	0.024	0.009	2776.43	0.0223
Etage 4	306	20988.10	0.009	2232.80	0.019	0.008	2334.91	0.0178
Etage 5	306	150150.5	0.009	1799.59	0.015	0.008	1902.37	0.0134
Etage 6	306	9235.42	0.008	1378.49	0.007	0.008	1469.02	0.0066
Etage 7	306	3714.68	0.007	932.43	0	0.007	889.77	0

IV.6. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres principales déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- Les poteaux :
 - ✓ Parking,RDC : $(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$
 - ✓ Soupenete, 1^{er} étage : $(b \times h) = (70 \times 65) \text{ cm}^2$
 - ✓ 2, 3^{eme} étages : $(b \times h) = (65 \times 60) \text{ cm}^2$
 - ✓ 4^{eme} étage : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
 - ✓ 5^{eme} étage : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - ✓ 6^{eme} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - ✓ 7^{eme} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - ✓ Terrasse inaccessible: $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Les poutres :
 - ✓ Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les voiles :
 - ✓ $e = 15 \text{ cm}$

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

V.1 : Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q+E
- ✓ G+Q-E
- ✓ 0.8G+E
- ✓ 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons 8 types de poteaux à étudier

Tableau V.1 : Sections finales des poteaux

Etages	Parking RDC	Soupenite 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	Terrasse
Section (cm ²)	70×70	70×65	65×60	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40

V.1.1: Recommandations du RPA99

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)

Leur pourcentage maximal sera de :

4 % de la section du poteau en zone courante.

6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

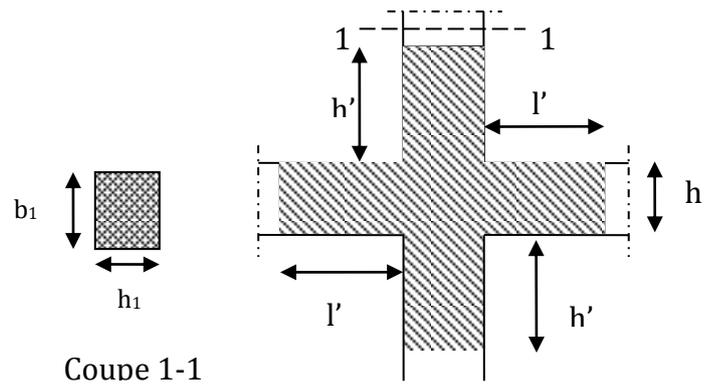


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Armatures longitudinales min et max dans les poteaux exigés par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Parking et RDC	70 × 70	39.2	196	294
Soupenne et 1 ^{er} étage	70 × 65	36.4	182	273
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	65 × 60	31.2	156	234
4 ^{ème} étage	60 × 60	28.8	144	216
5 ^{ème} étage	55 × 55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} étage	50 × 50	20	100	150
7 ^{ème} étage	45 × 45	16.2	81	121.5

Terrasse	40×40	12.8	64	96
-----------------	-------	------	----	----

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$. (λ_g élancement géométrique).

$\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max}M_{cor} \longrightarrow$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
70x70	5316.385	152.069	197.786	3667.32	1579.83	104.17
70x65	2534.996	25.098	170.831	1493.84	643.11	37.82
65x60	1801.124	20.67	138.135	1156.9	182.84	20.85
60x60	1186.763	13.57	145.925	715.96	72.09	67.02
55x55	887.125	12.39	130.993	510.52	82.34	55.78
50 x50	604.344	7.76	114.132	113.54	86.17	34.02
45 x45	351.329	10.471	108.416	82.72	73.89	49.15
40 x40	88.344	12.99	40.409	47.82	32.32	8.58

V.1.2.Ferraillage des poteaux

➤ Armatures longitudinales

Le calcul du ferraillage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit le poteau de l'étage 01, avec les sollicitations suivantes : (70x65)

$$N_{max} = 2534.99 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 25.09 \text{ KN m. (G+Q+Ex)}$$

$$M_{max} = 170.83 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1493.84 \text{ KN (0.8G+Ey)}$$

$$N_{min} = 643.11 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 37.82 \text{ KN.m (G+Q+Ey)}$$

- Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$N=2534.99\text{KN}$ (compression)

$M=25.09\text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0098\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section

On a ;

$$a = (0.337h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 25.09 + 2534.99 \times (0.67 - 0.7/2) = 836.2868\text{ KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.65 \times 14.2 = 1.36$$

$$b = 2534.99 \times 10^{-3} \times (0.67 - 0.03) - 836.2868 \times 10^{-3} = 0.78$$

$a > b$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{836.2868 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.48} = 0.158$$

$$\mu_{bu} = 0.159 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.201}) = 0.283$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.283) = 0.594\text{.m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{836.2868 \times 10^{-3}}{0.594 \times 348} = 40.45\text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 40.45 \cdot 10^{-4} - \frac{2534.99 \times 10^{-3}}{348} = -32.39\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

- Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$M = 170.83\text{ KN.m}$, $N = 1493.84\text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.114 < h/2 = 0.35\text{m}$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$a = (0.337h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 170.83 + 1493.843 \times (0.67 - 0.7/2) = 648.85\text{KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.65 \times 14.2 = 1.36$$

$$b = 2534.99 \times 10^{-3} \times (0.67 - 0.03) - 648.85 \times 10^{-3} = 0.30$$

$a > b$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{648.85 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18.48} = 0.120$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156}) = 0.213$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.213) = 0.612.m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{648.85 \times 10^{-3}}{0.612 \times 348} = 30.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 30.46 \times 10^{-4} - \frac{1493.843 \times 10^{-3}}{348} = -12.46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$N = 643.11 \text{ KN (traction)}, M = 37.82 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.058 < h/2 = 0.35 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 37.82 - 643.11 \times (0.67 - 0.7/2) = -167.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.040 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.049 \Rightarrow z = 0.683 \text{ m} \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{-167.97 \times 10^{-3}}{0.683 \times 348} = -7.06 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 11.42 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	barres
Parking et RDC	70×70	0	28.9	39.2	41.21	8HA20+8HA16
Soupende et 1 ^{er} étage	70×65	0	11.42	36.4	37.45	8HA20+8HA14
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	0	3.73	31.2	32.93	4HA20+4HA16+ 8HA14
4 ^{ème} étage	60×60	0	4.49	28.8	30.29	12HA16+4HA14
5 ^{ème} étage	55×55	0	4.34	24.2	26.51	12HA14+4HA16
6 ^{ème} étage	50×50	0	5.6	20	21.36	8HA14+8HA12
7 ^{ème} étage	45×45	0	6.67	16.2	18.10	16HA12
Terrasse	40×40	0	2.52	12.8	13.55	12HA12

Tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui de RPA99/03 car il est supérieur au ferrailage calculé.

➤ **Armatures transversales**

Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	barres
70×70	1.6	255.86	80	10	15	5.13	5.49	6.28	8HA10
70×65	1.4	164.33	80	10	15	3.30	4.71	6.28	8HA10
65×60	1.4	156.10	80	10	15	3.37	3.94	4.02	8HA08
60×60	1.4	139.83	64	10	15	3.28	3.94	4.02	8HA08
55×55	1.4	125.53	64	10	15	3.20	4.75	6.28	8HA10
50×50	1.2	109.80	56	10	15	3.08	3.59	4.02	8HA08
45×45	1.2	87.19	48	10	15	2.27	2.43	4.02	8HA08
40×40	1.2	33.75	48	10	15	0.78	2.43	3.02	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au (**CBA**), le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V.1.3. Vérifications

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

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

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élançement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

➤ **Exemple illustratif (Parking) :**

$N_{max} = 5316.385 \text{ KN}$

$l_f = 214.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 10.59 < 50 \rightarrow \alpha = 0.83$

$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2$.

$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 8296.97 \text{ KN}$

$N_{max} = 5316.385 \text{ KN} < 8296.97 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de flambement

Tableau V.6 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	<i>l₀</i> (m)	<i>l_f</i> (m)	<i>i</i>	λ	α	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>B_r</i> (cm ²)	N_{max} (KN)	<i>N_u</i> (KN)
Parking RDC	70×70	3.06	2.14	0.2	10.59	0.83	41.21	4624	5316.385	8296.97
Soupende 1^{er} étage	70×65	3.06	2.14	0.2	10.59	0.83	37.45	4284	2534.99	7665.83
2^{ème} et 3^{ème} étage	65×60	3.06	2.14	0.187	11.41	0.83	32.93	3654	1801.12	5618.71
4^{ème} étage	60×60	3.06	2.14	0.173	12.36	0.82	30.29	3364	1186.76	5972.21
5^{ème} étage	55×55	3.06	2.14	0.158	13.48	0.82	26.51	2809	887.12	5021.62
6^{ème} étage	50×50	3.06	2.14	0.144	14.84	0.82	21.36	2304	604.34	4107.89
7^{ème} étage	45×45	3.06	2.14	0.129	16.49	0.81	18.10	1849	351.32	3283.44
Terrasse	40×40	2.15	1.50	0.115	18.54	0.8	13.55	1444	88.34	2516.30

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas risque de flambement

➤ Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

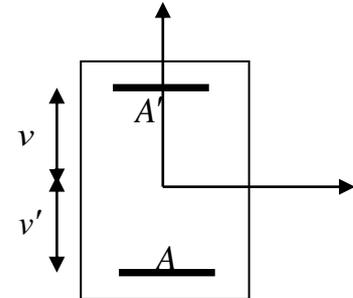


Figure V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Parking RDC	70×70	63	41.21	38	32	0.0243	2381.60	59.33	5.78	15
Soupente 1 ^{er} étage	70×65	63	37.45	38	32	0.0224	1781.14	56.25	4.86	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	58.5	32.93	35	30	0.0167	1312.68	45.56	4.18	15
4 ^{ème} étage	60×60	54	30.29	32	28	0.0131	865.17	52.73	3.69	15
5 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	30	25	0.0093	646.95	51.41	3.79	15
6 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	27	23	0.0063	439.87	52.25	3.99	15
7 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	24	21	0.0042	256.52	69.56	5.24	15
Terrasse	40×40	36	13.55	21	19	0.0026	64.90	23.96	2.34	15

Sur le tableau V.7 on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 s i \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 s i \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	Observation
Parking RDC	70×70	2.14	3.06	0.04	63	255.86	0.58	1	Vérifiée
Soupende 1 ^{er} étage	70×65	2.14	3.29	0.04	63	164.33	0.40	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	2.14	3.57	0.04	58.5	156.10	0.44	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60×60	2.14	3.57	0.04	54	139.83	0.43	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55×55	2.14	3.89	0.04	49.5	125.53	0.46	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50×50	2.14	4.28	0.04	45	109.80	0.49	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×45	2.14	4.75	0.04	40.5	87.19	0.47	1	Vérifiée
Terrasse	40×40	1.50	3.75	0.04	36	33.75	0.23	1	Vérifiée

V.1.4 disposition constructive des poteaux

➤ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 80$ cm.

➤ Les zones nodales

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits, ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage. ,

On opte pour $h' = 70$ cm pour tous les étages

V.1.5. Schémas de ferrailage des poteaux

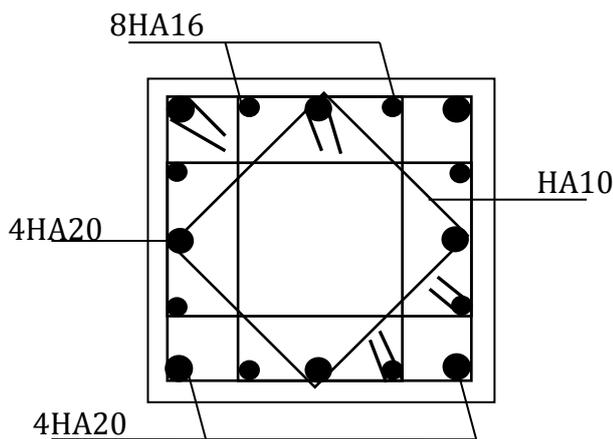


Schéma de ferrailage des poteaux
du Parking et RDC

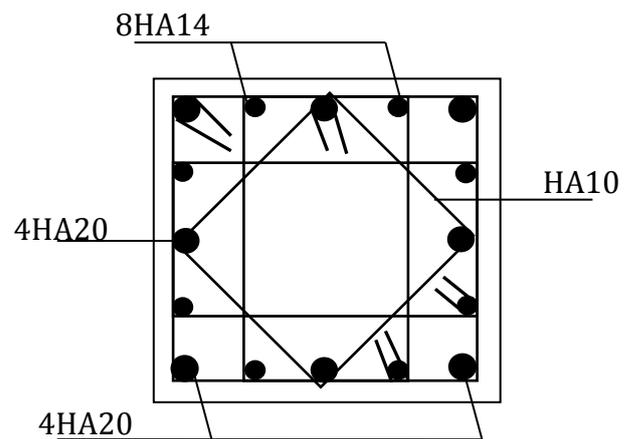


Schéma de ferrailage des poteaux
du 1^{er} étage et Soupente

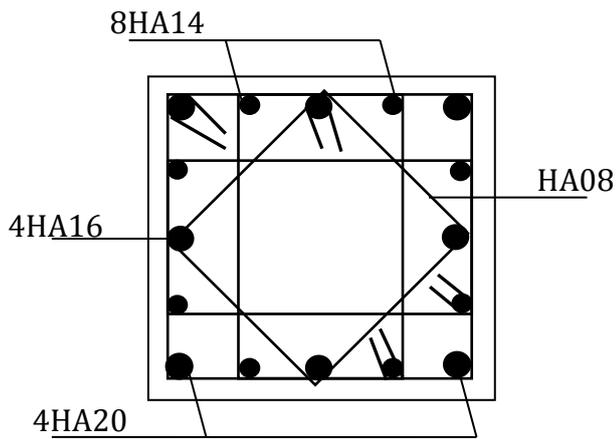


Schéma de ferrailage des poteaux
du 2^{ème} et 3^{ème} étages

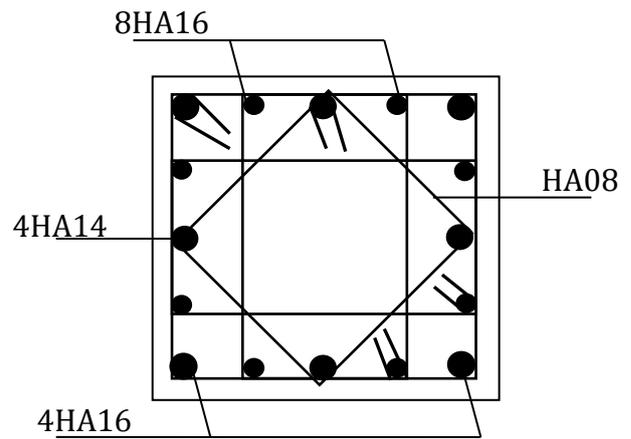


Schéma de ferrailage du poteau
4^{ème} étage

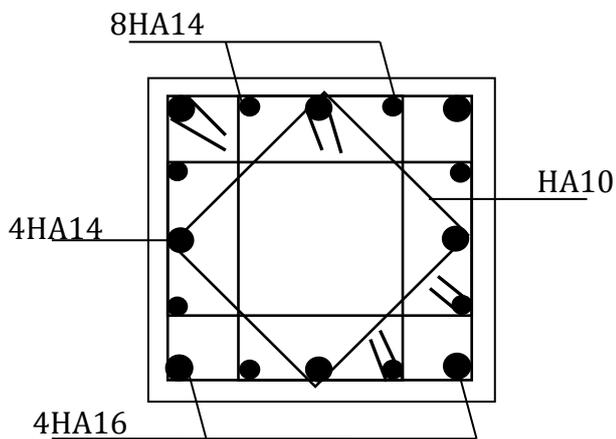


Schéma de ferrailage du poteau
5^{ème} étage

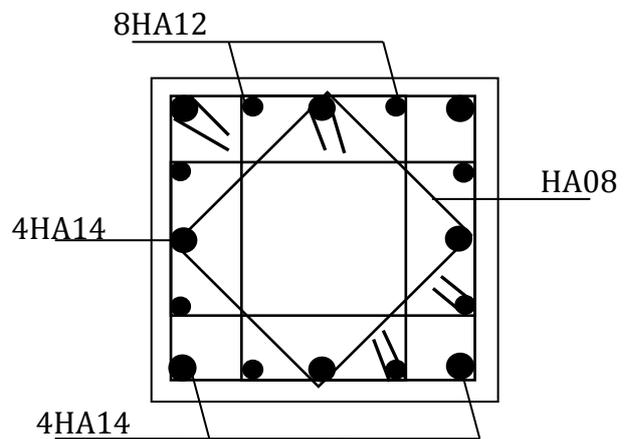


Schéma de ferrailage du poteau
6^{ème} étage

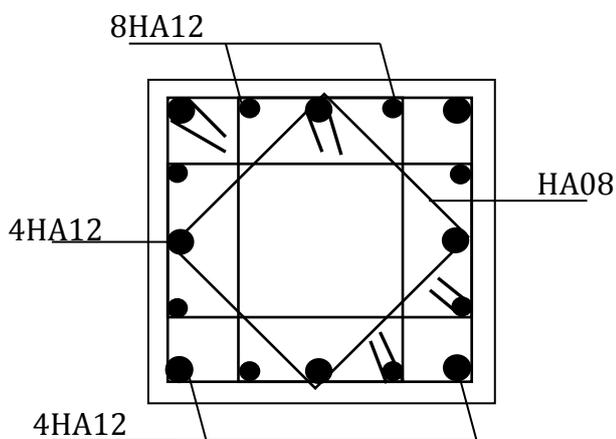


Schéma de ferrailage du poteau
7^{ème} étage

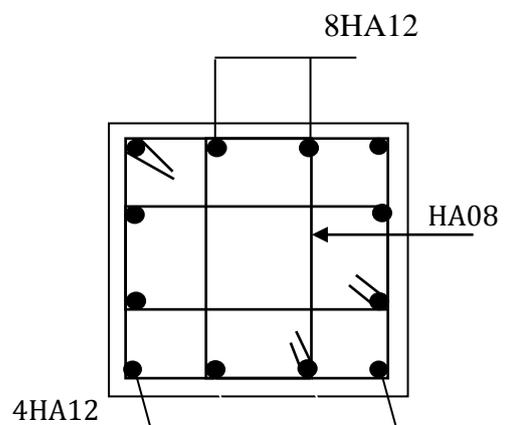


Schéma de ferrailage du poteau
Terrasse inaccessible

V.2 : Etude des poutres

V.2.1 : Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **(CBA93)**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

V.2.2 : Ferrailage

Armatures longitudinales

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante,

6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V2.3 : Recommandation de (CBA 93)

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V 2.4 : Calcul du ferrailage**Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP 2000

Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

$$\text{-Si } \mu_{bu} < \mu_1 = 0.3916 \text{ alors : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) z = d(1 - 0.4\alpha), \text{ Si } \mu_{bu} > \mu_1 = 0.3916 \text{ alors}$$

$$A_s' = \frac{M_u - M_1}{(d - d') \times \frac{f_c}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_1}{z \times \frac{f_c}{\gamma_s}} + A_s' \text{ Avec : } M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Exemple de calcul : (Soupente)

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G+Q+E_y)$$

$$M_a = -95.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (0.8G+E_y)$$

Armatures en travée :

$$\mu_{.bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0965$$

$$\mu_{.bu} = 0.0965 < \mu_{.l} = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{.bu}}) = 0.127$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.408 \text{ m} \rightarrow A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.97 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{.bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0929$$

$$\mu_{.bu} = 0.0929 < \mu_{.l} = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{.bu}}) = 0.1221$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.4089 \text{ m} \rightarrow A_a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} cm ²	A _{adopté} cm ²	N ^{bre} de barres
RDC	PP	30×45	Appuis	-65.35	168.44	3.92	6.75	4.62	3T14
			Travée	73.63		4.44		4.62	3T14
	PS	30×40	Appuis	-71.52	265.4	4.93	6	5.65	5T12
			Travée	116.70		8.33		9.24	6T14
soupente	PP	30×45	Appuis	-95.26	154.37	6.69	6.75	6.98	3T14+3T10
			Travée	99		6.97		6.98	3T14+3T10
	PS	30×40	Appuis	-110.33	372.9	7.84	6	8.01	3T14+3T12

			Travée	117.60		8.40		9.24	6T14
1 ere	PP	30×45	Appuis	-105.03	161.63	6.45	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	104.73		6.38		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-114.11	349.9	8.13	6	9.24	6T14
			Travée	113.12		8.05		9.24	6T14
2 eme	PP	30×45	Appuis	-111.16	171.53	6.85	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	103.43		6.34		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-118.6	314.70	8.48	6	9.24	6T14
			Travée	105.67		7.43		8.01	3T14+3T12
3 eme	PP	30× 45	Appuis	-118.11	165.32	7.31	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	97.41		5.96		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-122.78	272.80	8.75	6	9.24	6T14
			Travée	91.98		6.43		6.79	6T12
4 eme	PP	30× 45	Appuis	-118.42	157.94	7.33	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	97.31		5.95		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-122.14	226.77	8.75	6	9.24	6T14
			Travée	83.83		5.83		6.03	3T16
5 eme	PP	30× 45	Appuis	-117.91	149.24	7.30	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	92.36		5.63		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-119.26	177.72	8.51	6	9.24	6T14
			Travée	79.89		5.47		6.03	3T16
6 eme	PP	30× 45	Appuis	-114.35	143.72	7.06	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	84.64		5.14		6.88	3T14+2T12
	PS	30×40	Appuis	-113.14	130.61	8.04	6	9.24	6T14
			Travée	73.42		5.07		6.03	3T16
7 eme	PP	30× 45	Appuis	-108.92	143.55	6.71	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	75.63		4.57		4.62	3T14
	PS	30×40	Appuis	-110.20	108	7.81	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	69.83		4.81		5.65	5T12
8 eme	PP	30× 45	Appuis	-74.9	132.72	4.52	6.75	4.62	3T14
			Travée	59.03		3.86		4.62	3T14
	PS	30×40	Appuis	-83.71	68.9	5.82	6	6.03	3T16

			Travée	64.57		4.43		4.62	3T14
Terrasse	PP	30×45	Appuis	-40.20	61.18	2.38	6.75	3.39	3T12
			Travée	29.93		2.04		3.39	3T12
	PS	30×40	Appuis	-22.33	17.58	1.49	6	3.39	3T12
			Travée	9.98		0.69		3.39	3T12

V.2.5 : Vérification des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

Les longueurs de recouvrement

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.2.6 : Les armatures transversales

Calcul de \emptyset_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12.85; 30)\text{mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30)\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 * 45)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 * 40)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ et $A_t = 4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Calcul des espacements St

D’après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 11.25 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 22.5 \text{ cm} \text{ soit } St = 15\text{cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20 \text{ cm} \text{ soit } St = 15\text{cm} \end{cases}$

Vérification des sections d’armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

V.2.7. Vérification à l’ELU

Condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } A_{min} = 1.567 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu’on doit vérifier est la suivante :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots (F.P.N)$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	171.53	1.32	3.33	Vérifiée
Secondaires	372.90	3.27	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- ✓ Appuis de rives $A_l \geq A_l^{rive} = V_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}$
- ✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq A_l^{int} = \left(V_u - \frac{M_a}{0.9*d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	6.88	171.53	111.16	4.93	-3.32	Vérifiée
Secondaires	9.24	372.90	110.33	10.72	1.45	Non Vérifiée

Poutre secondaire $A_l = 9.24 \text{ cm}^2 < A_l^{rive} = V_u \times \frac{Y_s}{f_e} = 10.72 \text{ cm}^2 \dots \dots$ pas vérifiée

Donc on augmente la section d'acier.

Soit $A_l = 4HA16 + 2HA14 = 11.12 \text{ cm}^2$

V.2.8. Vérification à l'ELS

L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcule de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcule de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	47.09	14.1	114226	5.81	15	Vérifiée
	Travée	40.82	14.1	114226	5.03	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	11.84	13.89	96640	1.70	15	Vérifiée
	Travée	11.43	15.73	121664	1.47	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le **CBA93** vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.

poutres	principale	secondaire
H(cm)	45	40
b (cm)	30	30
L (cm)	547	500
A (cm²)	6.88	11.12
$\frac{h}{l}$	0.008	0.08
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.075	0.075
$\frac{A}{b \times d}$	0.0053	0.0097
$\frac{4.2}{f_e}$	0.01	0.01
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de **1.25**.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

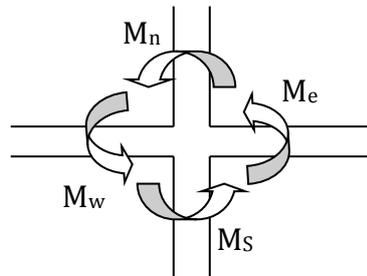


Figure V.3. Les moments sur la zone nodale.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

Des dimensions de la section du béton

De la quantité d'armatures dans la section du béton

De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
70×70	63	41.21	903.48
70×65	63	37.45	821.05
65×60	58.5	32.93	670.38
60×60	54	30.29	569.20
55×55	49.5	26.51	456.66
50×50	45	21.36	334.49
45×45	40.5	18.10	255.10
40×40	36	13.55	169.75

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	P.P (30×45)	40.5	4.62	65.11
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Soupente	P.P (30×45)	40.5	6.98	98.37
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 1 et 2	P.P (30×45)	40.5	6.88	96.96
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 3,4,5et 6	P.P (30×45)	40.5	8.01	112.89
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 7	P.P (30×45)	40.5	6.88	96.96
	P.S (30×40)	36	8.01	100.35
Etages 8	P.P (30×45)	40.5	4.62	65.11
	P.S (30×40)	36	6.03	75.54
Terrasse	P.P (30×45)	40.5	3.39	47.78
	P.S (30×40)	36	3.39	42.46

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.16. Vérification de la zone nodal

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
parking	PP	903.48	903.48	65.11	1806.96	162.77	Vérifiée
	PS			115.75		289.37	Vérifiée
RDC	PP	821.05	903.48	98.37	1724.53	245.92	Vérifiée
	PS			115.75		289.37	Vérifiée
soutente	PP	821.05	821.05	96.96	1642.1	242.40	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	670.38	821.05	96.96	1491.43	242.40	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	670.38	670.38	112.89	1340.76	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	569.2	670.38	112.89	1239.58	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	456.66	569.2	112.89	1025.86	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	334.49	456.66	112.89	791.15	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	255.1	334.49	96.96	589.59	242.40	Vérifiée
	PS			100.35		250.87	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	169.75	255.1	65.11	424.85	162.77	vérifiée
	PS			75.54		187.50	vérifiée
Terrasse	PP	0	169.75	47.78	169.75	119.45	Vérifiée
	PS			42.46		106.15	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ,donc selon RPA99/03 (Article7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.9. Schéma de ferrailage des poutres

➤ RDC :

Tableau V.17 : Schémas de ferrailage des PP et PS (RDC).

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA12 4HA10 6HA14</p>	<p>5HA12 4HA10 3HA14</p>

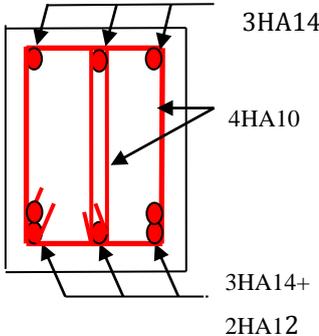
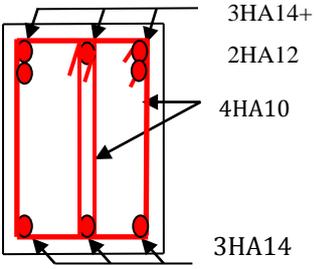
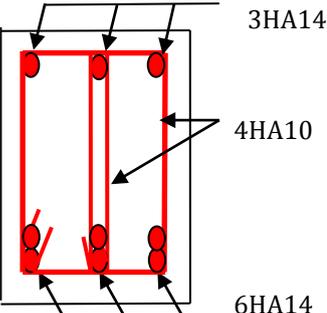
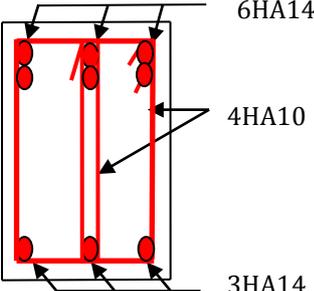
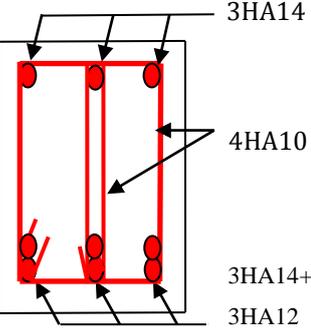
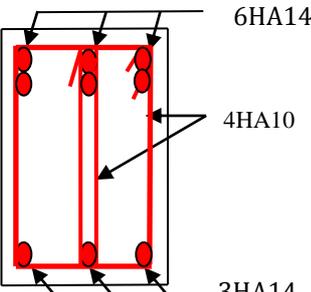
➤ **Soupeinte :**

Tableau V.18 : Schémas de ferrailage des PP et PS (soupeinte).

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA14 4HA10 3HA10 + 3HA14</p>	<p>3HA14 + 3HA10 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA14 4HA10 6HA14</p>	<p>3HA14 + 3HA12 4HA10 3HA14</p>

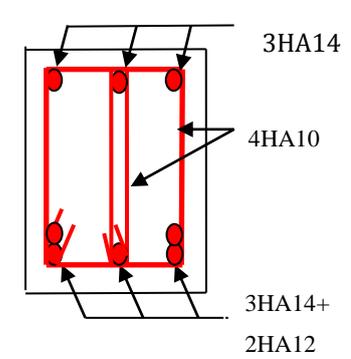
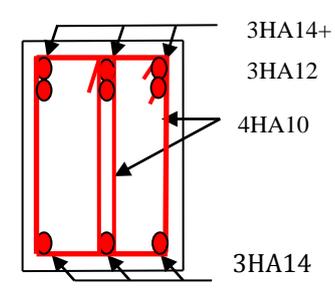
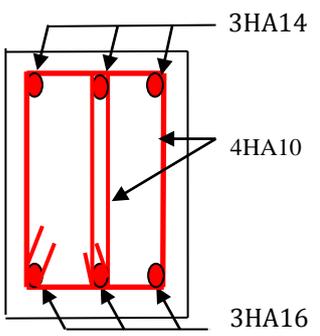
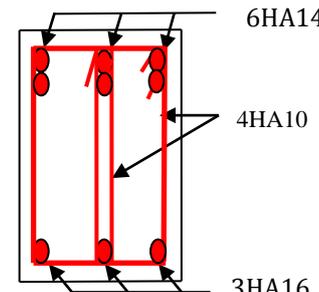
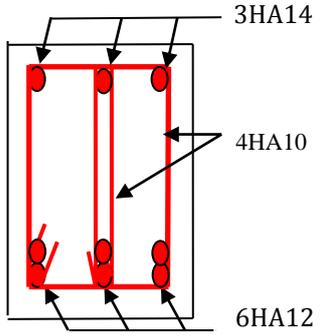
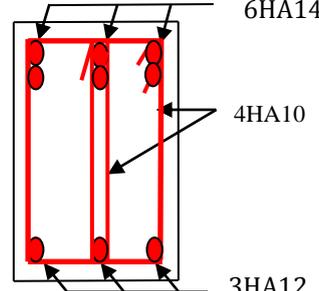
➤ 1^{er} au 2^{ème} étages

Tableau V.19 : Schémas de ferrailage des PP et PS (1^{er} et 2^{ème} étages).

	En travée	En appui
Poutres principales (1 ^{er} et 2 ^{ème} étages)	 <p>3HA14 4HA10 3HA14+ 2HA12</p>	 <p>3HA14+ 2HA12 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires (1 ^{er} étage)	 <p>3HA14 4HA10 6HA14</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires (2 ^{ème} étage)	 <p>3HA14 4HA10 3HA14+ 3HA12</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA14</p>

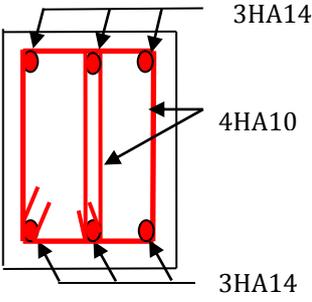
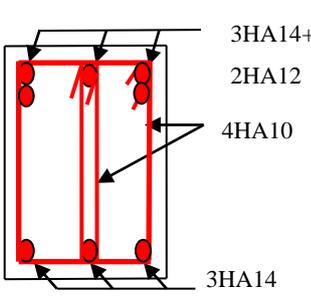
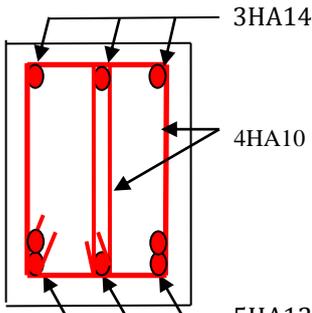
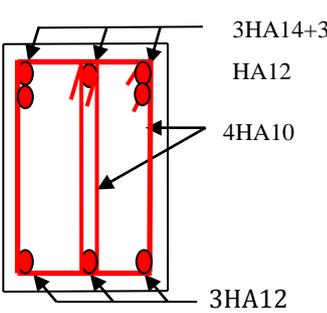
➤ 3^{eme} au 6^{eme} étages

Tableau V.20 : Schémas de ferrailage des PP et PS (3^{eme} au 6^{eme} étages).

	En travée	En appui
Poutres principales 3 ^{eme} au 6 ^{eme} étages	 <p>3HA14 4HA10 3HA14+ 2HA12</p>	 <p>3HA14+ 3HA12 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires 4 ^{eme} au 6 ^{eme} étages	 <p>3HA14 4HA10 3HA16</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA16</p>
Poutres secondaires (3 ^{eme} étage)	 <p>3HA14 4HA10 6HA12</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA12</p>

➤ 7^{ème} étage

Tableau V.21: Schémas de ferrailage des PP et PS (7^{ème} étage)

	En travée	En appui
Poutres principales	 <p>3HA14 4HA10 3HA14</p>	 <p>3HA14+ 2HA12 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	 <p>3HA14 4HA10 5HA12</p>	 <p>3HA14+3 HA12 4HA10 3HA12</p>

➤ 8^{eme} niveau

Tableau V.22. Schémas de ferrailage des PP et PS (8^{eme} niveau)

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA16 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA16 4HA10 3HA14</p>

➤ Terrasse inaccessible

Tableau V.23. Schémas de ferrailage des PP et PS (Terrasse inaccessible).

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA12 4HA10 3HA12</p>	<p>3HA12 4HA10 3HA12</p>
Poutres secondaires	<p>3HA12 4HA10 3HA12</p>	<p>3HA12 4HA10 3HA12</p>

V.3. Étude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q	G+Q-E
0.8G+E	G+Q
0.8G-E	G+Q+E

V.3.1.Recommandation du RPA 99/version 2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effet de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le ferrailage suivante

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{v,j} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la zone extrême du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante du voile.}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.3.2 : Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes. On prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

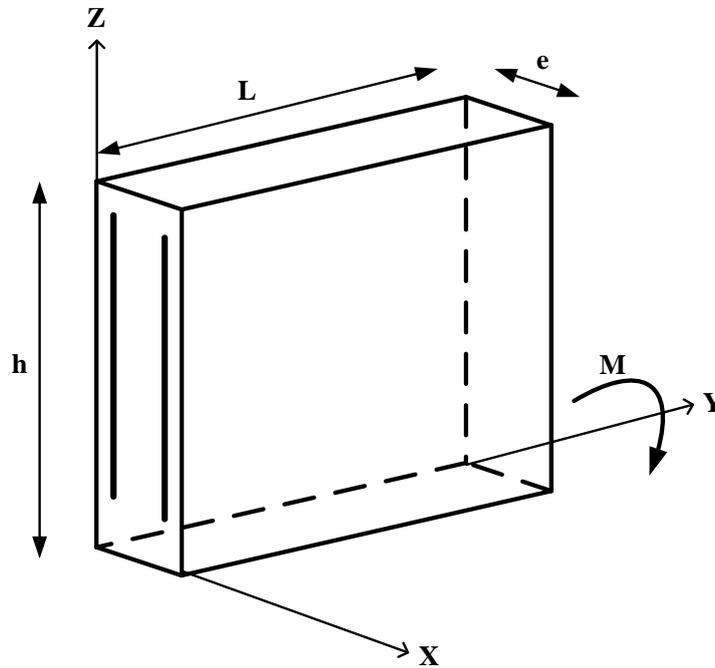


Figure V.4: Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t)$$

A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c)$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

Lt : Longueur de la zone tondue

$$Lt = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

$$Lc = L - 2Lt$$

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x = 1.5m$ (souple)

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	512.59	157.31	157.31	512.59	176.89	62.07	86.03

V.3.4 : Calcul du ferrailage

On va exposer deux exemples de calcul pour le voile $V_x = 1.5m$ (Soupe)

➤ **Calcul sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor}):**

a). Armatures verticales :

$$L = 1.5m, d = 1.45 m, e = 0.15 m.$$

$$N_{max} = -512.59KN \text{ (traction)} \rightarrow M_{cor} = 157.31KN.m.$$

$e_G = M/N = 0.307 m < l/2 = 0.75 m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h. f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 157.31 - 512.59 \times (1.45 - 0.75) = -201.503KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 512.59 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.05) - 201.503 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.05) \times 1.5 \times 0.15 \times 18.48$$

$$(I) \Rightarrow 0.91 < 1.93$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{201.503 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45^2 \times 18.48} = 0.0345$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0439$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.42m$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{201.503 \times 10^{-3}}{1.42 \times 400} = -3.536 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{su}} = 9.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 3.8 = 3.375 \text{ cm}^2$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 86.03 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 86.03 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} = 0.59 \text{ MPa}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \rightarrow A_h > 0.56 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N_{\min} = 176.89 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 62.08 \text{ KN.m}$$

a). Armatures verticales :

$$M_{UA} = 61.743 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0.013 \rightarrow z = 1.44 \text{ m} \rightarrow A_1 = -1.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3.35 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec :

$$A = 9.27 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 0.56 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4\text{HA}08 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des voiles est représenté sur les tableaux suivant :

Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 3.80$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1006.21	945.42	507.98	269.14	235.62	219.02	152.11
N (KN)	1668.81	1347.49	1141.79	843.94	657.65	458.26	184.22
V(KN)	563.41	500.1	370.52	247.43	195.56	108.63	86.64
τ_U Mpa	1.53	1.36	1.01	0.67	0.53	0.30	0.24
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	27.45	23.15	17.61	12.33	9.81	7.23	3.34
A_v min/face (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
N^{barre} /face	19HA14	9HA14+ 10HA12	9HA12+ 10HA10	19HA10	19HA10	19HA8	19HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	29.25	23.63	18.03	14.92	14.92	9.55	9.55
St(cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	1.44	1.27	0.94	0.63	0.5	0.28	0.22
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x= 4.65$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupende 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	88.67	68.83	814.54	405.58	30.38	32.21	46.68
N (KN)	2362.79	1861.30	1377.91	934.23	1040.12	697.37	289.57
V(KN)	1045.02	1024.08	665.68	345.24	232.62	176.63	180.53
τ_U Mpa	2.33	2.28	1.48	0.77	0.52	0.39	0.40
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	28.91	23.02	20.13	13.86	13.04	8.87	3.89
A_v min/face (cm ²)	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46
N^{barre} /face	12HA14+ 13HA12	12HA12+ 13HA10	12HA12+ 13HA10	12HA10+ 13HA8	12HA10+ 13HA8	25HA25	25HA25
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	33.17	23.78	23.78	15.95	15.95	12.57	12.57
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	2.00	0.72	1.39	0.72	0.49	0.37	0.38
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 4.30$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupen 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	235.29	40.06	3.20	4.03	25.59	50.00	83.23
N (KN)	1769.00	1856.35	1546.82	1071.94	823.30	553.46	251.54
V(KN)	801.53	751.17	563.9	338.90	251.15	161.10	106.97
τ_U Mpa	1.93	1.81	1.36	0.82	0.60	0.39	0.26
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	22.90	22.70	18.91	13.26	10.38	7.22	3.65
A_v min/face (cm ²)	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	12HA12+ 12HA10	12HA12+ 12HA10	12HA12+ 12HA10	12HA10 +12HA8	24HA8	24HA8	24HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	22.99	22.99	22.99	15.45	12.06	12.06	12.06
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	1.81	1.70	1.27	0.77	0.71	0.36	0.24
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x=1.5}$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	260.30	157.31	94.78	82.66	70.85	102.54	99.73
N (KN)	607.06	512.59	547.24	320.71	256.90	179.55	119.01
V(KN)	107.63	86.03	109.6	93.31	90.64	76.71	83.95
τ_U Mpa	0.74	0.59	0.75	0.64	0.62	0.53	0.58
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	12.29	9.27	8.58	5.45	4.52	4.08	3.25
A_v min/face (cm ²)	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37
N^{barre} /face	8HA14	4HA14+ 4HA12	4HA14+ 4HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	12.32	10.68	10.68	6.28	6.28	6.28	4.02
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	0.69	0.56	0.71	0.60	0.58	0.49	0.54
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.29 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 4.53\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	2175.81	1484.80	714.07	328.59	1.193	19.35	262.81
N (KN)	1163.60	1200.5	1051.84	777.79	695.20	482.91	252.08
V(KN)	1004.17	1011.67	661.53	362.93	259.01	184.27	266.74
τ_U Mpa	2.30	2.31	1.51	0.83	0.60	0.42	0.61
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	26.48	22.38	17.14	11.56	8.67	6.15	4.64
A_v min/face (cm ²)	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
N^{barre} /face	25HA12	25HA12	25HA10	25HA10	25HA8	25HA8	25HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	28.27	28.27	19.63	19.63	12.57	12.57	12.57
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	2.16	1.17	1.42	0.78	0.55	0.40	0.57
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.30 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 4.35\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupenetet 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (m)	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	2002.62	1259.38	5.45	8.14	8.29	6.30
N (KN)	814.32	788	946.87	601.86	427.90	234.73
V(KN)	950.54	814.74	556.77	289.35	198.98	187.12
τ_U Mpa	2.26	1.94	1.32	0.70	0.47	0.44
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	21.49	17.27	11.76	7.56	5.42	2.99
A_v min/face (cm ²)	9.78	9.78	9.78	9.78	9.78	9.78
N^{barre} /face	22HA12	22HA12	22HA10	22HA8	22HA8	22HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	24.88	24.88	17.28	11.06	11.06	11.06
St(cm)	22	22	22	22	22	22
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	2.12	1.82	1.24	0.64	0.44	0.41
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.31: Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 3.5\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	924.75	745.42	22.11	196.69	127.70	79.06	46.40
N (KN)	1149.24	785.11	918.39	640.20	511.07	364.51	191.78
V(KN)	386.30	370.60	291.42	214.88	186.38	153.43	87.56
τ_U Mpa	1.14	1.09	0.86	0.64	0.55	0.45	0.26
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	21.15	14.13	11.53	9.45	7.34	5.40	2.89
A_v min/face (cm ²)	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87
N^{barre} /face	18HA12	18HA10	18HA10	18HA10	18HA8	18HA8	18HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	20.36	14.14	14.14	14.14	9.05	9.05	9.05
S_t (cm)	extrémité	11	11	11	11	11	11
	Milieu	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	1.07	1.03	0.80	0.59	0.51	0.42	0.24
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.32: Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 2.5\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	87.82	36.53	229.72	145.21	120.44	91.27
N (KN)	787.25	747.57	554.37	391.09	285.22	162.37
V(KN)	238.25	207.50	153.92	118.68	109.26	89.49
τ_U Mpa	0.98	0.86	0.64	0.49	0.45	0.37
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	10.44	9.57	8.63	5.98	4.47	2.71
A_v min/face (cm ²)	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
N^{barre} /face	14HA10	14HA10	14HA10	14HA8	14HA8	14HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	11	11	11	7.04	7.04	7.04
St (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.92	0.80	0.59	0.46	0.42	0.35
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

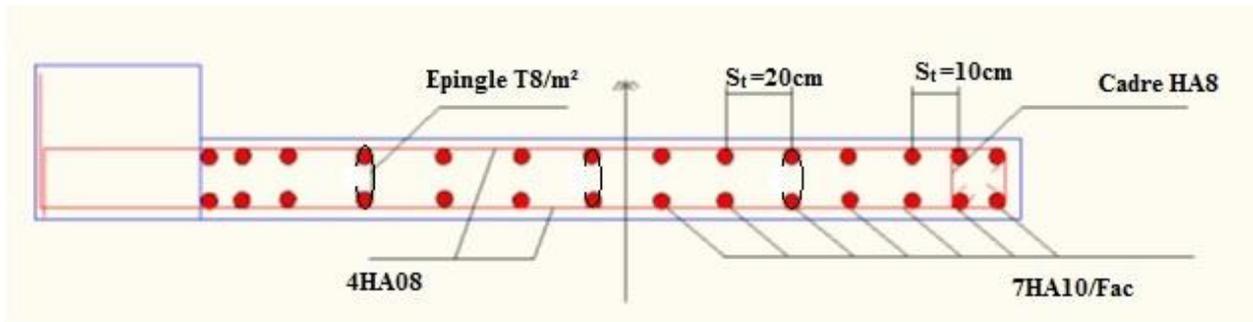


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile $V_{y=2.5m}$ (niveau RDC)

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée

V.4. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le (CBA). Et les poutres sont ferrailées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de RPA 99.

V.1 : Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q+E
- ✓ G+Q-E
- ✓ 0.8G+E
- ✓ 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons 8 types de poteaux à étudier

Tableau V.1 : Sections finales des poteaux

Etages	Parking RDC	Soupente 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	Terrasse
Section (cm ²)	70×70	70×65	65×60	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40

V.1.1: Recommandations du RPA99

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)

Leur pourcentage maximal sera de :

4 % de la section du poteau en zone courante.

6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

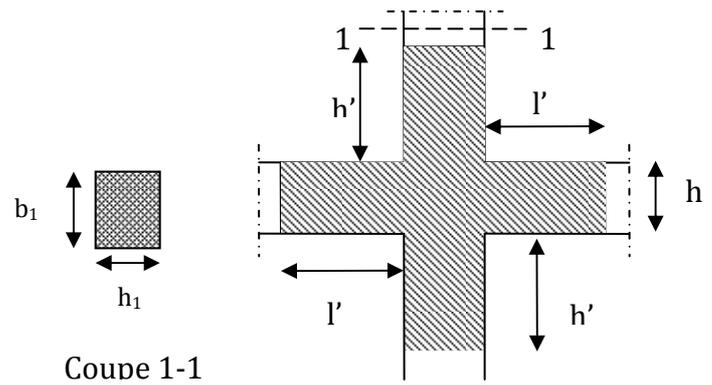


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Armatures longitudinales minet max dans les poteaux exigés par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Parking et RDC	70×70	39.2	196	294
Soupenite et 1 ^{er} étage	70×65	36.4	182	273
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	65×60	31.2	156	234
4 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
5 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

Terrasse	40×40	12.8	64	96
-----------------	-------	------	----	----

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g élancement géométrique).

$\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_t$

Où : ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} M_{\text{cor}} \longrightarrow$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
70x70	5316.385	152.069	197.786	3667.32	1579.83	104.17
70x65	2534.996	25.098	170.831	1493.84	643.11	37.82
65x60	1801.124	20.67	138.135	1156.9	182.84	20.85
60x60	1186.763	13.57	145.925	715.96	72.09	67.02
55x55	887.125	12.39	130.993	510.52	82.34	55.78
50 x50	604.344	7.76	114.132	113.54	86.17	34.02
45 x45	351.329	10.471	108.416	82.72	73.89	49.15
40 x40	88.344	12.99	40.409	47.82	32.32	8.58

V.1.2.Ferraillage des poteaux

➤ Armatures longitudinales

Le calcul du ferraillage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit le poteau de l'étage 01, avec les sollicitations suivantes : (70x65)

$$N_{\max} = 2534.99 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 25.09 \text{ KN m. (G+Q+Ex)}$$

$$M_{\max} = 170.83 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1493.84 \text{ KN (0.8G+Ey)}$$

$$N_{\min} = 643.11 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 37.82 \text{ KN.m (G+Q+Ey)}$$

- Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$$N=2534.99\text{KN (compression)}$$

$$M = 25.09 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0098\text{m}$$

$$e_G < h/2 = 0.7/2 = 0.35\text{m} \text{ Le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

On a ;

$$a = (0.337h - 0.81 \times d) \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 25.09 + 2534.99 \times (0.67 - 0.7/2) = 836.2868 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.65 \times 14.2 = 1.36$$

$$b = 2534.99 \times 10^{-3} \times (0.67 - 0.03) - 836.2868 \times 10^{-3} = 0.78$$

$a > b$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{836.2868 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 18} = 0.159$$

$$\mu_{bu} = 0.159 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.201}) = 0.283$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.283) = 0.594\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{836.2868 \times 10^{-3}}{0.594 \times 348} = 40.45\text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 40.45 \cdot 10^{-4} - \frac{2534.99 \times 10^{-3}}{348} = -32.39\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

- Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M = 170.83 \text{ KN.m}, N = 1493.84 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.114 < h/2 = 0.35\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$a = (0.337h - 0.81 \times d) \times b \times h \times f_{bu}$$

$$b = N(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 170.83 + 1493.84 \times (0.67 - 0.7/2) = 648.85\text{KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.03) \times 0.7 \times 0.65 \times 14.2 = 1.36$$

$$b = 2534.99 \times 10^{-3} \times (0.67 - 0.03) - 648.85 \times 10^{-3} = 0.30$$

$a > b$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{648.85 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156}) = 0.213$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.213) = 0.612m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{648.85 \times 10^{-3}}{0.612 \times 348} = 30.46cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 30.46 \times 10^{-4} - \frac{1493.843 \times 10^{-3}}{348} = -12.46cm^2$$

$$\Rightarrow A = 0cm^2$$

• Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$N = 643.11$ KN (traction), $M = 37.82$ KN.m $\Rightarrow e_G = 0.058 < h/2 = 0.35m$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 37.82 - 643.11 \times (0.67 - 0.7/2) = -167.97KN.m$$

$$\mu_{bu} = 0.040 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0cm^2$$

$$\alpha = 0.049 \Rightarrow z = 0.683m \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{-167.97 \times 10^{-3}}{0.683 \times 348} = -7.06cm^2$$

$$\rightarrow A_s = 11.42 cm^2.$$

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Parking et RDC	70x70	0	28.9	39.2	41.21	8HA20+8HA16
Soupenite et 1^{er} étage	70x65	0	11.42	36.4	37.45	8HA20+8HA14
2^{ème} et 3^{ème} étage	65x60	0	3.73	31.2	32.93	4HA20+4HA16+ 8HA14
4^{ème} étage	60x60	0	4.49	28.8	30.29	12HA16+4HA14
5^{ème} étage	55x55	0	4.34	24.2	26.51	12HA14+4HA16
6^{ème} étage	50x50	0	5.6	20	21.36	8HA14+8HA12
7^{ème} étage	45x45	0	6.67	16.2	18.10	16HA12
Terrasse	40x40	0	2.52	12.8	13.55	12HA12

Tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui de RPA99/03 car il est supérieur au ferrailage calculé.

➤ **Armatures transversales**

Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} (cm)	Vd (KN)	l _r (cm)	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
70×70	1.6	255.86	80	10	15	5.13	5.49	6.28	8HA10
70×65	1.4	164.33	80	10	15	3.30	4.71	6.28	8HA10
65×60	1.4	156.10	80	10	15	3.37	3.94	4.02	8HA08
60×60	1.4	139.83	64	10	15	3.28	3.94	4.02	8HA08
55×55	1.4	125.53	64	10	15	3.20	4.75	6.28	8HA10
50×50	1.2	109.80	56	10	15	3.08	3.59	4.02	8HA08
45×45	1.2	87.19	48	10	15	2.27	2.43	4.02	8HA08
40×40	1.2	33.75	48	10	15	0.78	2.43	3.02	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **(CBA)**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V.1.3. Vérifications

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

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

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élançement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / f$ pour les sections circulaires.

➤ **Exemple illustratif (Parking) :**

$N_{max} = 5316.385 \text{ KN}$

$l_f = 214.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 10.59 < 50 \rightarrow \alpha = 0.83$

$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2$.

$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 8296.97 \text{ KN}$

$N_{max} = 5316.385 \text{ KN} < 8296.97 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de flambement

Tableau V.6 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{max} (KN)	N_u (KN)
Parking RDC	70×70	3.06	2.14	0.2	10.59	0.83	41.21	4624	5316.385	8296.97
Soupende 1 ^{er} étage	70×65	3.06	2.14	0.2	10.59	0.83	37.45	4284	2534.99	7665.83
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	3.06	2.14	0.187	11.41	0.83	32.93	3654	1801.12	5618.71
4 ^{ème} étage	60×60	3.06	2.14	0.173	12.36	0.82	30.29	3364	1186.76	5972.21
5 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.14	0.158	13.48	0.82	26.51	2809	887.12	5021.62
6 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.14	0.144	14.84	0.82	21.36	2304	604.34	4107.89
7 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.14	0.129	16.49	0.81	18.10	1849	351.32	3283.44
Terrasse	40×40	2.15	1.50	0.115	18.54	0.8	13.55	1444	88.34	2516.30

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas risque de flambement

➤ Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

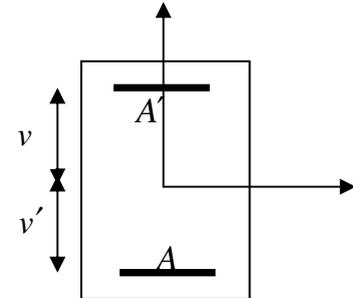


Figure V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Parking RDC	70×70	63	41.21	38	32	0.0243	2381.60	59.33	5.78	15
Soupente 1 ^{er} étage	70×65	63	37.45	38	32	0.0224	1781.14	56.25	4.86	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	58.5	32.93	35	30	0.0167	1312.68	45.56	4.18	15
4 ^{ème} étage	60×60	54	30.29	32	28	0.0131	865.17	52.73	3.69	15
5 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	30	25	0.0093	646.95	51.41	3.79	15
6 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	27	23	0.0063	439.87	52.25	3.99	15
7 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	24	21	0.0042	256.52	69.56	5.24	15
Terrasse	40×40	36	13.55	21	19	0.0026	64.90	23.96	2.34	15

Sur le tableau V.7 on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075si\lambda_g \geq 5 \\ 0.04si\lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	Observation
Parking RDC	70×70	2.14	3.06	0.04	63	255.86	0.58	1	Vérifiée
Soupende 1 ^{er} étage	70×65	2.14	3.29	0.04	63	164.33	0.40	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×60	2.14	3.57	0.04	58.5	156.10	0.44	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	60×60	2.14	3.57	0.04	54	139.83	0.43	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55×55	2.14	3.89	0.04	49.5	125.53	0.46	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50×50	2.14	4.28	0.04	45	109.80	0.49	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×45	2.14	4.75	0.04	40.5	87.19	0.47	1	Vérifiée
Terrasse	40×40	1.50	3.75	0.04	36	33.75	0.23	1	Vérifiée

V.1.4 disposition constructive des poteaux

➤ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 80$ cm.

➤ **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits, ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage. ,

On opte pour $h' = 70$ cm pour tous les étages

V.1.5. Schémas de ferrailage des poteaux

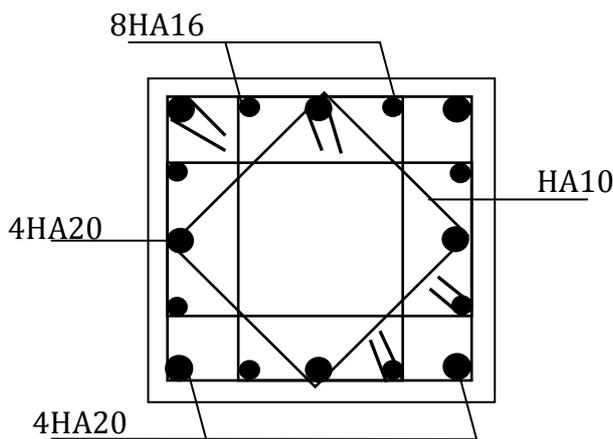


Schéma de ferrailage des poteaux
du Parking et RDC

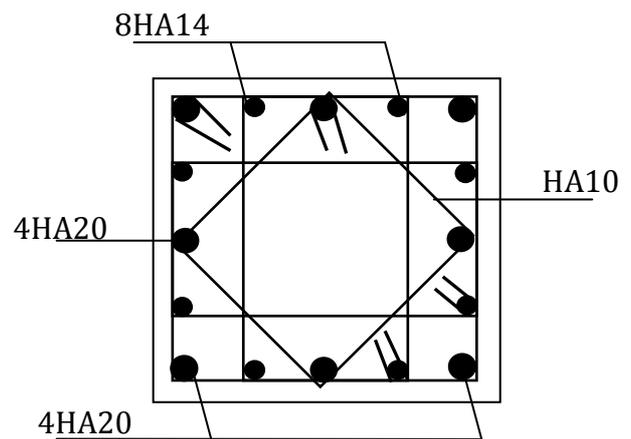


Schéma de ferrailage des poteaux
du 1^{er} étage et Soupente

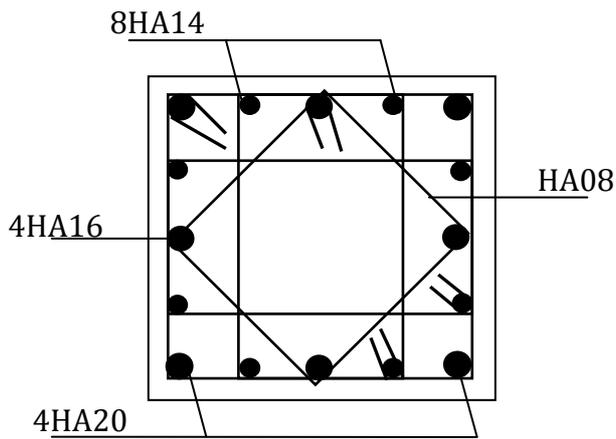


Schéma de ferrailage des poteaux
du 2^{ème} et 3^{ème} étages

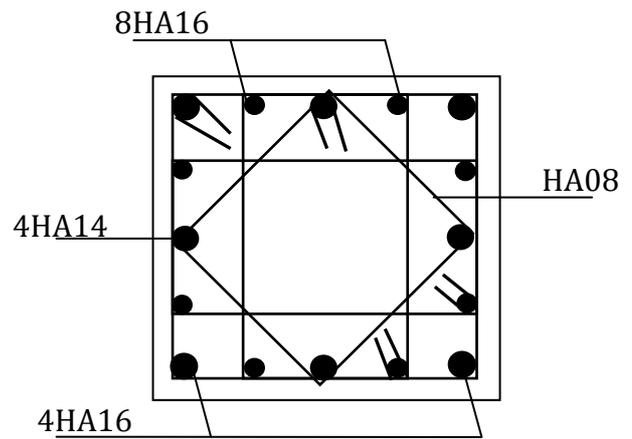


Schéma de ferrailage du poteau
4^{ème} étage

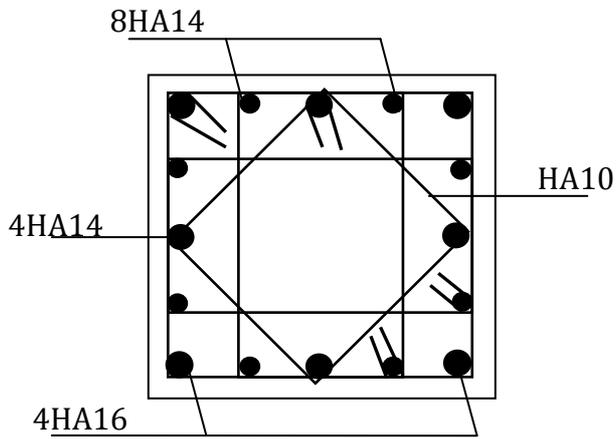


Schéma de ferrailage du poteau
5^{ème} étage

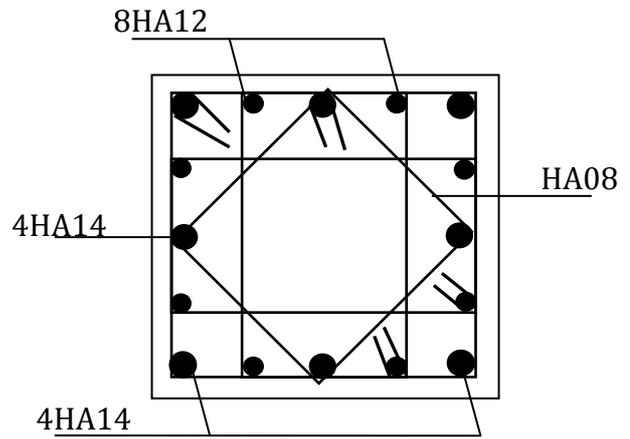


Schéma de ferrailage du poteau
6^{ème} étage

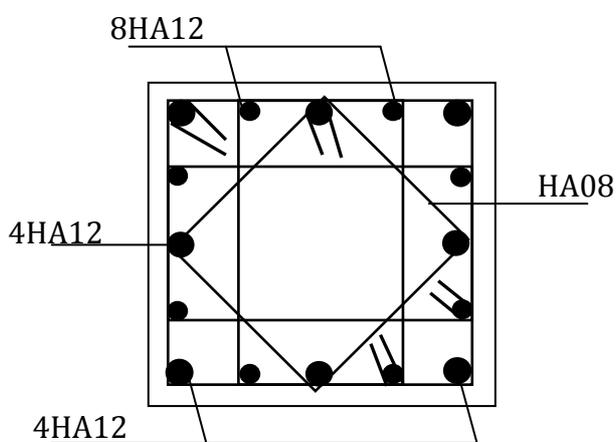


Schéma de ferrailage du poteau
7^{ème} étage

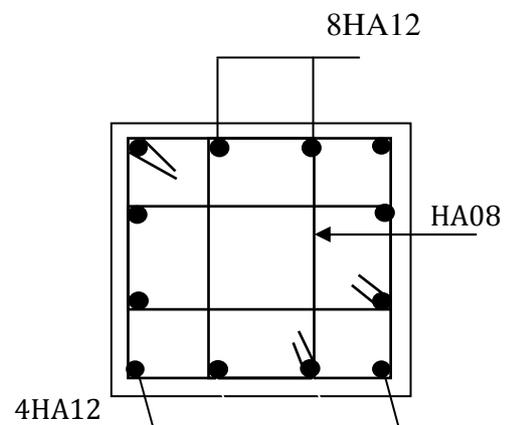


Schéma de ferrailage du poteau
Terrasse inaccessible

V.2 : Etude des poutres

V.2.1 : Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le (**CBA93**).

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

V.2.2 : Ferrailage

Armatures longitudinales

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante,

6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,

$S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V2.3 : Recommandation de (CBA 93)

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V 2.4 : Calcul du ferrailage**Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP 2000

Calcul du moment réduit ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

$$\text{-Si } \mu_{bu} < \mu_1 = 0.3916 \text{ alors : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad z = d(1 - 0.4\alpha), \text{ Si } \mu_{bu} > \mu_1 = 0.3916 \text{ alors}$$

$$A_s' = \frac{M_u - M_1}{(d - d') \times \frac{f_c}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_1}{z \times \frac{f_c}{\gamma_s}} + A_s' \text{ Avec : } M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Exemple de calcul : (Soupente)

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G+Q+E_y)$$

$$M_a = -95.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (0.8G+E_y)$$

Armatures en travée :

$$\mu_{.bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0965$$

$$\mu_{.bu} = 0.0965 < \mu_{.l} = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{.bu}}) = 0.127$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.408 \text{ m} \rightarrow A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.97 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{.bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0929$$

$$\mu_{.bu} = 0.0929 < \mu_{.l} = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{.bu}}) = 0.1221$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.4089 \text{ m} \rightarrow A_a = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} cm ²	A _{adopté} cm ²	N ^{bre} de barres
RDC	PP	30×45	Appuis	-65.35	168.44	3.92	6.75	4.62	3T14
			Travée	73.63		4.44		4.62	3T14
	PS	30×40	Appuis	-71.52	265.4	4.93	6	5.65	5T12
			Travée	116.70		8.33		9.24	6T14
soupente	PP	30×45	Appuis	-95.26	154.37	6.69	6.75	6.98	3T14+3T10
			Travée	99		6.97		6.98	3T14+3T10
	PS	30×40	Appuis	-110.33	372.9	7.84	6	8.01	3T14+3T12

			Travée	117.60		8.40		9.24	6T14
1 ere	PP	30x45	Appuis	-105.03	161.63	6.45	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	104.73		6.38		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-114.11	349.9	8.13	6	9.24	6T14
			Travée	113.12		8.05		9.24	6T14
2 eme	PP	30x45	Appuis	-111.16	171.53	6.85	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	103.43		6.34		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-118.6	314.70	8.48	6	9.24	6T14
			Travée	105.67		7.43		8.01	3T14+3T12
3 eme	PP	30x 45	Appuis	-118.11	165.32	7.31	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	97.41		5.96		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-122.78	272.80	8.75	6	9.24	6T14
			Travée	91.98		6.43		6.79	6T12
4 eme	PP	30x 45	Appuis	-118.42	157.94	7.33	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	97.31		5.95		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-122.14	226.77	8.75	6	9.24	6T14
			Travée	83.83		5.83		6.03	3T16
5 eme	PP	30x 45	Appuis	-117.91	149.24	7.30	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	92.36		5.63		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-119.26	177.72	8.51	6	9.24	6T14
			Travée	79.89		5.47		6.03	3T16
6 eme	PP	30x 45	Appuis	-114.35	143.72	7.06	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	84.64		5.14		6.88	3T14+2T12
	PS	30x40	Appuis	-113.14	130.61	8.04	6	9.24	6T14
			Travée	73.42		5.07		6.03	3T16
7 eme	PP	30x 45	Appuis	-108.92	143.55	6.71	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	75.63		4.57		4.62	3T14
	PS	30x40	Appuis	-110.20	108	7.81	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	69.83		4.81		5.65	5T12
8 eme	PP	30x 45	Appuis	-74.9	132.72	4.52	6.75	4.62	3T14
			Travée	59.03		3.86		4.62	3T14
	PS	30x40	Appuis	-83.71	68.9	5.82	6	6.03	3T16

			Travée	64.57		4.43		4.62	3T14
Terrasse	PP	30×45	Appuis	-40.20	61.18	2.38	6.75	3.39	3T12
			Travée	29.93		2.04		3.39	3T12
	PS	30×40	Appuis	-22.33	17.58	1.49	6	3.39	3T12
			Travée	9.98		0.69		3.39	3T12

V.2.5 : Vérification des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

Les longueurs de recouvrement

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.2.6 : Les armatures transversales

Calcul de \emptyset_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12.85; 30)\text{mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30)\text{mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{vec}} : \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 * 45)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 * 40)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ et $A_t = 4\emptyset_t^2 = 3.14 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

Calcul des espacements S_t

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 11.25 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 22.5 \text{ cm} \text{ soit } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20 \text{ cm} \text{ soit } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

V.2.7. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } A_{min} = 1.567 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	171.53	1.32	3.33	Vérifiée
Secondaires	372.90	3.27	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l \geq A_l^{rive} = V_u \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq A_l^{int} = \left(V_u - \frac{M_a}{0.9*d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	6.88	171.53	111.16	4.93	-3.32	Vérifiée
Secondaires	9.24	372.90	110.33	10.72	1.45	Non Vérifiée

Poutre secondaire $A_l = 9.24 \text{ cm}^2 < A_l^{rive} = V_u \times \frac{y_s}{f_e} = 10.72 \text{ cm}^2 \dots \dots$ pas vérifiée

Donc on augmente la section d'acier.

Soit $A_l = 4HA16 + 2HA14 = 11.12 \text{ cm}^2$

V.2.8. Vérification à l'ELS

L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcule de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcule de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	47.09	14.1	114226	5.81	15	Vérifiée
	Travée	40.82	14.1	114226	5.03	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	11.84	13.89	96640	1.70	15	Vérifiée
	Travée	11.43	15.73	121664	1.47	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.

poutres	principale	secondaire
H(cm)	45	40
b (cm)	30	30
L (cm)	547	500
A (cm²)	6.88	11.12
$\frac{h}{l}$	0.008	0.08
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.075	0.075
$\frac{A}{b \times d}$	0.0053	0.0097
$\frac{4.2}{f_e}$	0.01	0.01
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	Vérifiée	Vérifiée
$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de **1.25**.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

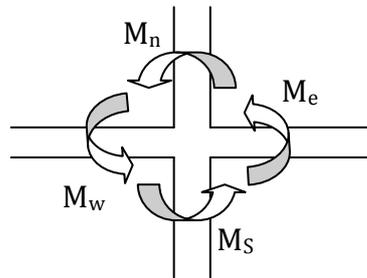


Figure V.3. Les moments sur la zone nodale.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

Des dimensions de la section du béton

De la quantité d'armatures dans la section du béton

De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
70×70	63	41.21	903.48
70×65	63	37.45	821.05
65×60	58.5	32.93	670.38
60×60	54	30.29	569.20
55×55	49.5	26.51	456.66
50×50	45	21.36	334.49
45×45	40.5	18.10	255.10
40×40	36	13.55	169.75

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	P.P (30×45)	40.5	4.62	65.11
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Soupente	P.P (30×45)	40.5	6.98	98.37
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 1 et 2	P.P (30×45)	40.5	6.88	96.96
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 3,4,5et 6	P.P (30×45)	40.5	8.01	112.89
	P.S (30×40)	36	9.24	115.75
Etages 7	P.P (30×45)	40.5	6.88	96.96
	P.S (30×40)	36	8.01	100.35
Etages 8	P.P (30×45)	40.5	4.62	65.11
	P.S (30×40)	36	6.03	75.54
Terrasse	P.P (30×45)	40.5	3.39	47.78
	P.S (30×40)	36	3.39	42.46

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.16.Vérification de la zone nodal

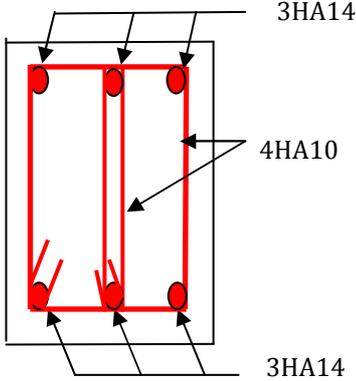
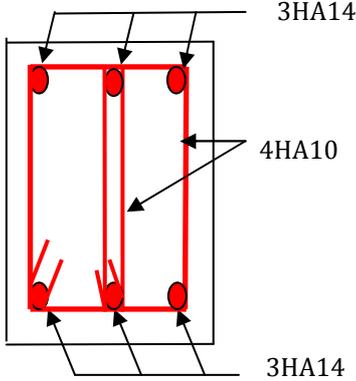
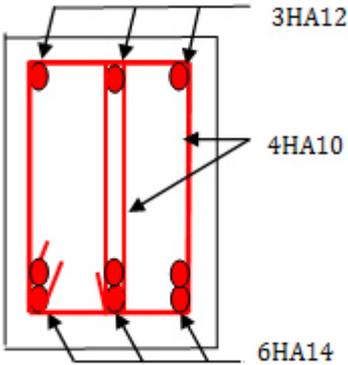
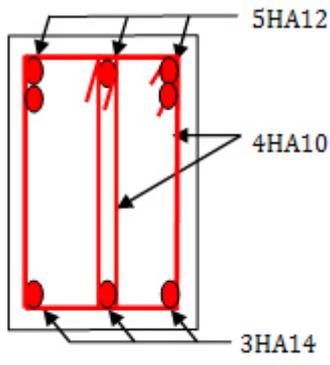
Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
parking	PP	903.48	903.48	65.11	1806.96	162.77	Vérifiée
	PS			115.75		289.37	Vérifiée
RDC	PP	821.05	903.48	98.37	1724.53	245.92	Vérifiée
	PS			115.75		289.37	Vérifiée
souponte	PP	821.05	821.05	96.96	1642.1	242.40	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	670.38	821.05	96.96	1491.43	242.40	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	670.38	670.38	112.89	1340.76	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	569.2	670.38	112.89	1239.58	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	456.66	569.2	112.89	1025.86	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	334.49	456.66	112.89	791.15	282.22	Vérifiée
	PS			115.75		289.92	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	255.1	334.49	96.96	589.59	242.40	Vérifiée
	PS			100.35		250.87	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	169.75	255.1	65.11	424.85	162.77	vérifiée
	PS			75.54		187.50	vérifiée
Terrasse	PP	0	169.75	47.78	169.75	119.45	Vérifiée
	PS			42.46		106.15	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ,donc selon RPA99/03 (Article7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.9. Schéma de ferrailage des poutres

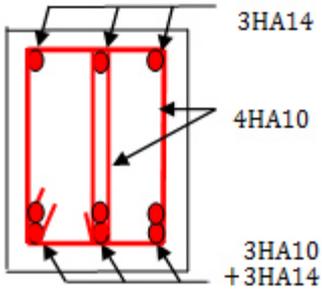
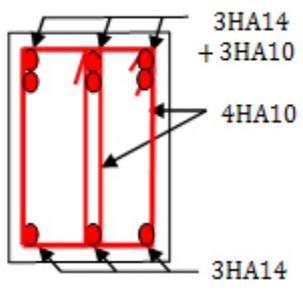
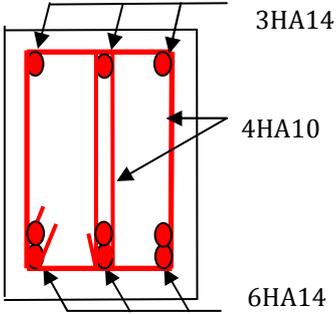
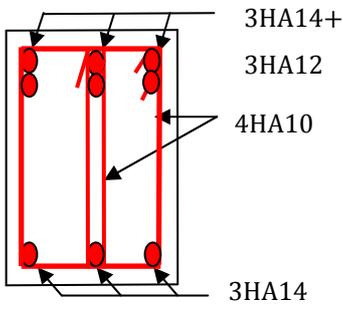
➤ RDC :

Tableau V.17 : Schémas de ferrailage des PP et PS (RDC).

	En travée	En appui
Poutres principales		
Poutres secondaires		

➤ **Soupeinte :**

Tableau V.18 : Schémas de ferrailage des PP et PS (soupeinte).

	En travée	En appui
Poutres principales	 <p>3HA14 4HA10 3HA10 + 3HA14</p>	 <p>3HA14 + 3HA10 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	 <p>3HA14 4HA10 6HA14</p>	 <p>3HA14 + 3HA12 4HA10 3HA14</p>

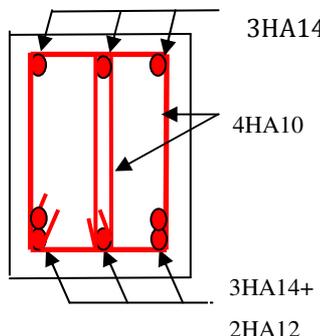
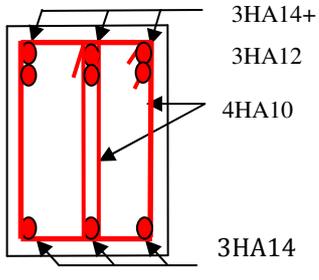
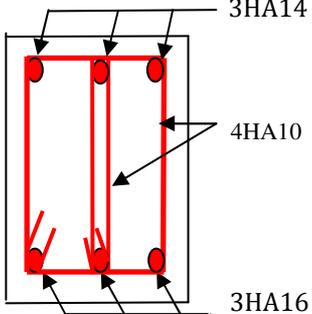
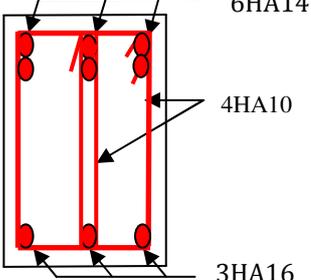
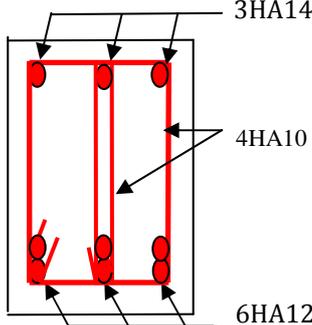
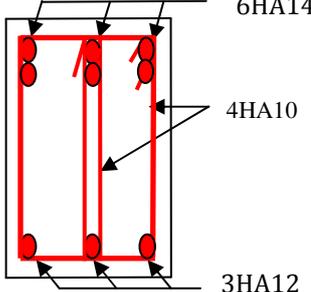
➤ 1^{er} au 2^{ème} étages

Tableau V.19 : Schémas de ferrailage des PP et PS (1^{er} et 2^{ème} étages).

	En travée	En appui
<p>Poutres principales (1^{er} et 2^{ème} étages)</p>	<p>3HA14 4HA10 3HA14+ 2HA12</p>	<p>3HA14+ 2HA12 4HA10 3HA14</p>
<p>Poutres secondaires (1^{er} étage)</p>	<p>3HA14 4HA10 6HA14</p>	<p>6HA14 4HA10 3HA14</p>
<p>Poutres secondaires (2^{ème} étage)</p>	<p>3HA14 4HA10 3HA14+ 3HA12</p>	<p>6HA14 4HA10 3HA14</p>

➤ 3^{ème} au 6^{ème} étages

Tableau V.20 : Schémas de ferrailage des PP et PS (3^{ème} au 6^{ème} étages).

	En travée	En appui
Poutres principales 3 ^{ème} au 6 ^{ème} étages	 <p>3HA14 4HA10 3HA14+ 2HA12</p>	 <p>3HA14+ 3HA12 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étages	 <p>3HA14 4HA10 3HA16</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA16</p>
Poutres secondaires (3 ^{ème} étage)	 <p>3HA14 4HA10 6HA12</p>	 <p>6HA14 4HA10 3HA12</p>

➤ 7^{ème} étage

Tableau V.21: Schémas de ferrailage des PP et PS (7^{ème} étage)

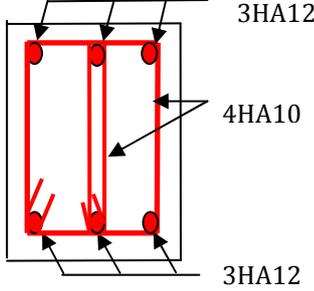
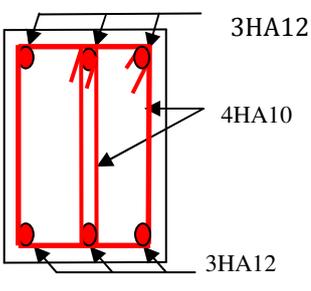
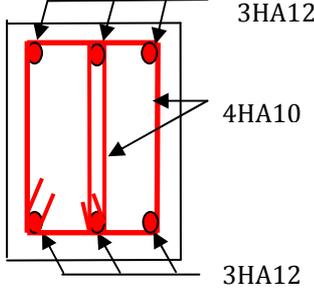
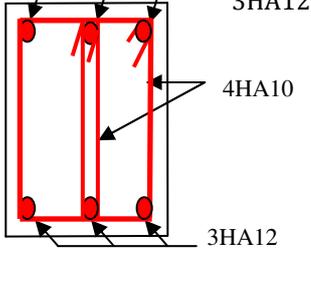
	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA14+ 2HA12 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA14 4HA10 5HA12</p>	<p>3HA14+3 HA12 4HA10 3HA12</p>

Tableau V.22. Schémas de ferrailage des PP et PS (8^{ème} niveau)

	En travée	En appui
Poutres principales	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 4HA10 3HA14</p>
Poutres secondaires	<p>3HA16 4HA10 3HA14</p>	<p>3HA16 4HA10 3HA14</p>

➤ **Terrasse inaccessible**

Tableau V.23. Schémas de ferrailage des PP et PS (Terrasse inaccessible).

	En travée	En appui
Poutres principales	 <p>3HA12 4HA10 3HA12</p>	 <p>3HA12 4HA10 3HA12</p>
Poutres secondaires	 <p>3HA12 4HA10 3HA12</p>	 <p>3HA12 4HA10 3HA12</p>

V.3. Étude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferraillements se font à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q	G+Q-E
0.8G+E	G+Q
0.8G-E	G+Q+E

V.3.1.Recommandation du RPA 99/version 2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effet de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le ferraillement suivant

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la zone extrême du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante du voile.}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.3.2 : Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes. On prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

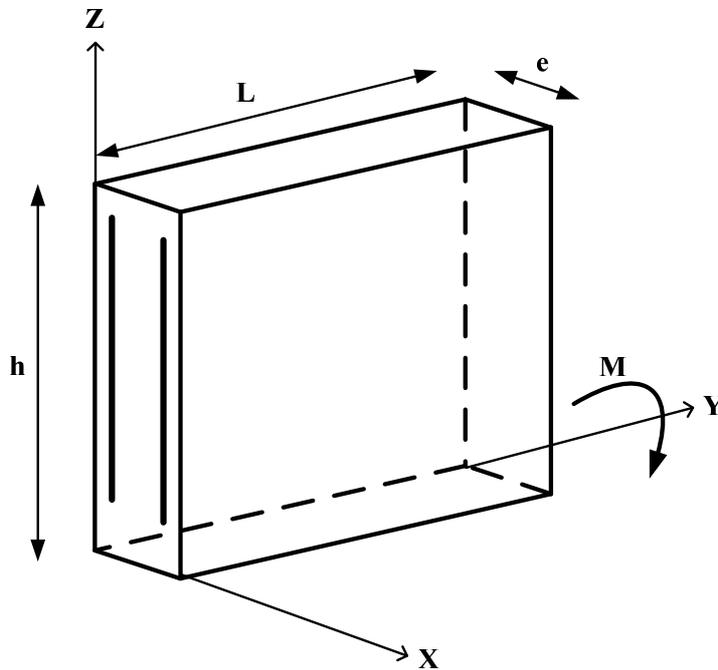


Figure V.4: Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t)$$

$A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c)$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

Lt : Longueur de la zone tondue

$$Lt = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

$$Lc = L - 2Lt$$

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x = 1.5m$ (soupenste)

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	512.59	157.31	157.31	512.59	176.89	62.07	86.03

V.3.4 : Calcul du ferrailage

On va exposer deux exemples de calcul pour le voile $V_x = 1.5m$ (Soupenste)

➤ **Calcul sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor}):**

a). Armatures verticales :

$$L = 1.5m, d = 1.45 m, e = 0.15 m.$$

$$N_{max} = -512.59KN \text{ (traction)} \rightarrow M_{cor} = 157.31KN.m.$$

$e_G = M/N = 0.307 m < l/2 = 0.75 m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h. f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 157.31 - 512.59 \times (1.45 - 0.75) = -201.503KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 512.59 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0.05) - 201.503 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.05) \times 1.5 \times 0.15 \times 18.48$$

$$(I) \Rightarrow 0.91 < 1.93$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{201.503 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45^2 \times 18.48} = 0.0345$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0439$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.42m$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{201.503 \times 10^{-3}}{1.42 \times 400} = -3.536 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{su}} = 9.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 3.8 = 3.375 \text{ cm}^2$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 86.03 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 86.03 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.45} = 0.59 \text{ MPa}$$

Soit : $S_h = 20 \text{ cm} \rightarrow A_h > 0.56 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$N_{\min} = 176.89 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 62.08 \text{ KN.m}$$

a). Armatures verticales :

$$M_{UA} = 61.743 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0.013 \rightarrow z = 1.44 \text{ m} \rightarrow A_1 = -1.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 3.35 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec :

$$A = 9.27 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 0.56 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4\text{HA}08 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des voiles est représenté sur les tableaux suivant :

Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 3.80$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1006.21	945.42	507.98	269.14	235.62	219.02	152.11
N (KN)	1668.81	1347.49	1141.79	843.94	657.65	458.26	184.22
V(KN)	563.41	500.1	370.52	247.43	195.56	108.63	86.64
τ_U Mpa	1.53	1.36	1.01	0.67	0.53	0.30	0.24
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	27.45	23.15	17.61	12.33	9.81	7.23	3.34
A_v min/face (cm ²)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
N^{barre} /face	19HA14	9HA14+ 10HA12	9HA12+ 10HA10	19HA10	19HA10	19HA8	19HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	29.25	23.63	18.03	14.92	14.92	9.55	9.55
St(cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	1.44	1.27	0.94	0.63	0.5	0.28	0.22
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.26 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 4.65$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupende 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	88.67	68.83	814.54	405.58	30.38	32.21	46.68
N (KN)	2362.79	1861.30	1377.91	934.23	1040.12	697.37	289.57
V(KN)	1045.02	1024.08	665.68	345.24	232.62	176.63	180.53
τ_U Mpa	2.33	2.28	1.48	0.77	0.52	0.39	0.40
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	28.91	23.02	20.13	13.86	13.04	8.87	3.89
A_v min/face (cm ²)	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46	10.46
N^{barre} /face	12HA14+ 13HA12	12HA12+ 13HA10	12HA12+ 13HA10	12HA10+ 13HA8	12HA10+ 13HA8	25HA25	25HA25
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	33.17	23.78	23.78	15.95	15.95	12.57	12.57
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	2.00	0.72	1.39	0.72	0.49	0.37	0.38
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_x = 4.30$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupende 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	235.29	40.06	3.20	4.03	25.59	50.00	83.23
N (KN)	1769.00	1856.35	1546.82	1071.94	823.30	553.46	251.54
V(KN)	801.53	751.17	563.9	338.90	251.15	161.10	106.97
τ_U Mpa	1.93	1.81	1.36	0.82	0.60	0.39	0.26
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	22.90	22.70	18.91	13.26	10.38	7.22	3.65
A_v min/face (cm ²)	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67	9.67
N^{barre} /face	12HA12+ 12HA10	12HA12+ 12HA10	12HA12+ 12HA10	12HA10 +12HA8	24HA8	24HA8	24HA8
A_v adop/face (cm ²)	22.99	22.99	22.99	15.45	12.06	12.06	12.06
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	1.81	1.70	1.27	0.77	0.71	0.36	0.24
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x=1.5}$ m dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	260.30	157.31	94.78	82.66	70.85	102.54	99.73
N (KN)	607.06	512.59	547.24	320.71	256.90	179.55	119.01
V(KN)	107.63	86.03	109.6	93.31	90.64	76.71	83.95
τ_U Mpa	0.74	0.59	0.75	0.64	0.62	0.53	0.58
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	12.29	9.27	8.58	5.45	4.52	4.08	3.25
A_v min/face (cm ²)	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37
N^{barre} /face	8HA14	4HA14+ 4HA12	4HA14+ 4HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8
$A_{v,adop}$ /face (cm ²)	12.32	10.68	10.68	6.28	6.28	6.28	4.02
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.69	0.56	0.71	0.60	0.58	0.49	0.54
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h,adop}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.29 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 4.53\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53	4.53
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	2175.81	1484.80	714.07	328.59	1.193	19.35	262.81
N (KN)	1163.60	1200.5	1051.84	777.79	695.20	482.91	252.08
V(KN)	1004.17	1011.67	661.53	362.93	259.01	184.27	266.74
τ_U Mpa	2.30	2.31	1.51	0.83	0.60	0.42	0.61
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	26.48	22.38	17.14	11.56	8.67	6.15	4.64
A_v min/face (cm ²)	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
N^{barre} /face	25HA12	25HA12	25HA10	25HA10	25HA8	25HA8	25HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	28.27	28.27	19.63	19.63	12.57	12.57	12.57
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	2.16	1.17	1.42	0.78	0.55	0.40	0.57
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.30 : Sollicitations de calcul dans le voile $V_y = 4.35\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupenetet 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (m)	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	2002.62	1259.38	5.45	8.14	8.29	6.30
N (KN)	814.32	788	946.87	601.86	427.90	234.73
V(KN)	950.54	814.74	556.77	289.35	198.98	187.12
τ_U Mpa	2.26	1.94	1.32	0.70	0.47	0.44
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	21.49	17.27	11.76	7.56	5.42	2.99
A_v min/face (cm ²)	9.78	9.78	9.78	9.78	9.78	9.78
N^{barre} /face	22HA12	22HA12	22HA10	22HA8	22HA8	22HA8
A_v adop/face (cm ²)	24.88	24.88	17.28	11.06	11.06	11.06
St(cm)	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	2.12	1.82	1.24	0.64	0.44	0.41
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.31: Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 3.5\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	924.75	745.42	22.11	196.69	127.70	79.06	46.40
N (KN)	1149.24	785.11	918.39	640.20	511.07	364.51	191.78
V(KN)	386.30	370.60	291.42	214.88	186.38	153.43	87.56
τ_U Mpa	1.14	1.09	0.86	0.64	0.55	0.45	0.26
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	21.15	14.13	11.53	9.45	7.34	5.40	2.89
A_v min/face (cm ²)	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87
N^{barre} /face	18HA12	18HA10	18HA10	18HA10	18HA8	18HA8	18HA8
A_v adop/face (cm ²)	20.36	14.14	14.14	14.14	9.05	9.05	9.05
S_t (cm)	extrémi té	11	11	11	11	11	11
	Milieu	22	22	22	22	22	22
A_h cal/face (cm ²)	1.07	1.03	0.80	0.59	0.51	0.42	0.24
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.32: Sollicitations de calcul dans le voile $V_y= 2.5\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Soupent et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
e (cm)	15	15	15	15	15	15
M (KN.m)	87.82	36.53	229.72	145.21	120.44	91.27
N (KN)	787.25	747.57	554.37	391.09	285.22	162.37
V(KN)	238.25	207.50	153.92	118.68	109.26	89.49
τ_U Mpa	0.98	0.86	0.64	0.49	0.45	0.37
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5	5
A_v cal /face (cm ²)	10.44	9.57	8.63	5.98	4.47	2.71
A_v min/face (cm ²)	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
N^{barre} /face	14HA10	14HA10	14HA10	14HA8	14HA8	14HA8
$A_{v\text{adop}}$ /face (cm ²)	11	11	11	7.04	7.04	7.04
St (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.92	0.80	0.59	0.46	0.42	0.35
A_h min/face (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

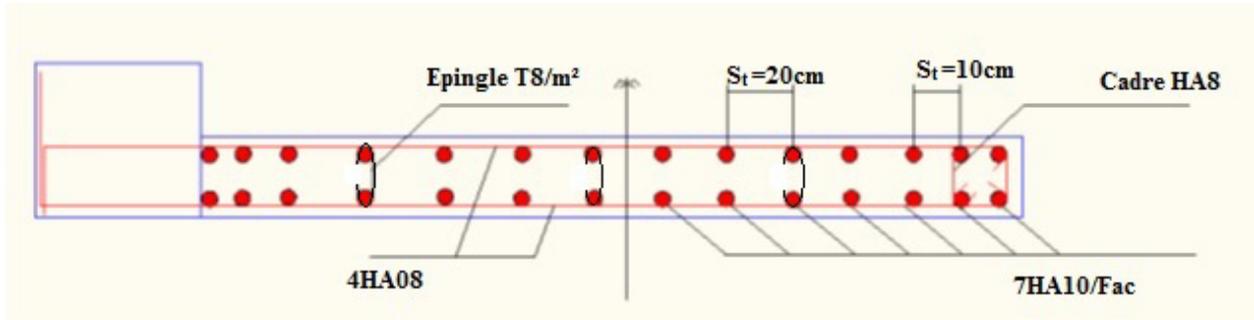


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile $V_{y=2.5m}$ (niveau RDC)

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée

V.4. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le (CBA). Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA 99.

Chapitre VI
Etude de
l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 3.50 m.

VI.3. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q \mp E$.
- 2) $0.8G \mp E$. Ainsi que les combinaisons citées par le **CBA93**
- 3) $1.35G + 1.5Q$.
- 4) $G + Q$.

VI.4. Etude des fondations :

VI.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: Effort normal max agissant sur la semelle, obtenu par le SAP2000 V14

N= 5316.38 KN.

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

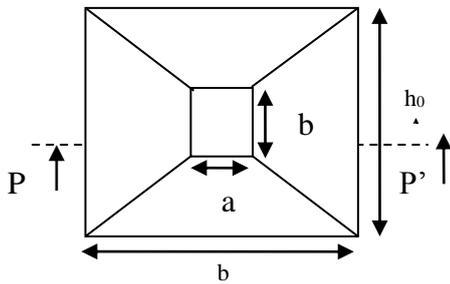


Figure VI.1. Vue en plan de la semelle.

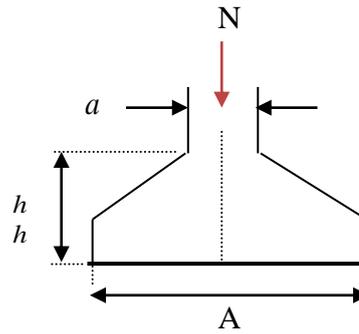


Figure VI.2. Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (70*70) dans la structure où la distance entre axes est de 5.47m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{b \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.7 \times 5316.385}{0.7 \times 150}} = 5.95 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (y-y) la distance entre axes max est de 5.47 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L.

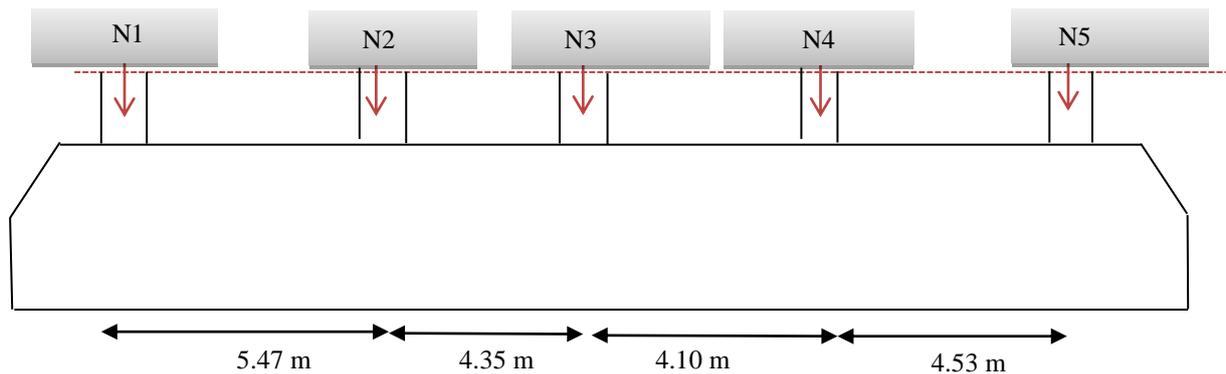


Figure VI.3. Semelle filante.

$\sum Ni$: L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum Ni = 14929.29 \text{ KN.}$$

$N_{semelle}$: poids estimé de la semelle.

$$N_{semelle} = 20 \text{ KN.}$$

$$N = \sum N_i + N_{\text{semelle}} = 14949.29 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{14949.29}{150 \times 18.77} = 5.31 \text{ m}$$

on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Ce qui nous a conduits à choisir un radier général.

VI.4.3 Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

A) - Dimensionnement :

Épaisseur du radier est déterminée à partir de trois conditions :

1) La 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. ($L_{\text{max}} = 5.47 \text{ m}$)

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_t \geq 54.7 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots (a)$$

La dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = 27.35 \text{ cm} \Rightarrow h_r \geq 27.35 \text{ cm}, \text{ soit } h_r = 35 \text{ cm}$$

2) Vérification de condition de rigidité :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\Pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.47^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 81.9 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 81.9 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm} \dots \dots \dots (b)$$

Calcul de la surface du radier

$$N = P_p(\text{semelle}) + \text{effort} = 64.191 \text{ MN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{64.191}{0.15} = 427.94 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 539.44 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}}$: Un radier général sans débord.

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 539.44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 539.44 \text{ m}^2$$

A partir des conditions précédentes on opte pour :

Hauteur de la nervure $h_t = 90 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = 539.44 \text{ m}^2$$

B)- Vérifications nécessaires :

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m} \Rightarrow d \geq \frac{V}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$N = 64190.78 \text{ KN}$$

$$V = \frac{64190.78 \times 5.47}{2 \times 539.44} \times 1 \text{ m} = 325.45 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{325.45 \times 10^{-3}}{2.5 \times 1} = 0.13 \text{ m} \Rightarrow \text{Soit } d = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{325.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➤ Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.7 + 0.9 \\ B = b + h = 0.7 + 0.9 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 3278.218 \text{ KN} \leq Q_u = 0.045 \times 6.4 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 4320 \text{ KN} \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

$$I_x = 15803.8 \text{ m}^4, \quad X_G = 14.39 \text{ m.}$$

$$I_y = 37208.3 \text{ m}^4, \quad Y_G = 9.38 \text{ m.}$$

$$M_x = 5538.7 \text{ KN.m}; \quad M_y = 11946.77 \text{ KN.m}$$

$$N = 64190.78 \text{ KN}$$

Sens xx :

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{64190.78}{539.44} + \frac{79358.95 \times 9.38}{15803.8} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{64190.78}{539.44} - \frac{79358.95 \times 9.38}{15803.8} = 0.0718 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.142 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{64190.78}{539.44} + \frac{98983.60 \times 14.39}{37208.3} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{64190.78}{539.44} - \frac{98983.60 \times 14.39}{37208.3} = 0.081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.138 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 3$ Coefficient de sécurité.

$H = 3.5$ m Hauteur encrée du bâtiment.

$S = 539.44$ cm², surface du radier.

$\gamma_w = 10$ KN/m³, Poids volumique de l'eau.

$N = 64190.78$ KN $\geq P = 3 \times 3.5 \times 539.44 \times 10 = 56641.2$ KN vérifiée

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x :

$e = \frac{79358.95}{64190.78} = 1.24$ m $< \frac{28.77}{4} = 7.19$ m condition vérifiée

Dans le sens y-y :

$e = \frac{98983.60}{64190.78} = 1.54$ m $< \frac{18.77}{4} = 4.68$ m condition vérifiée

Pas risque au renversement dans les deux sens.

VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1) Schéma de rupture de dalle du radier.

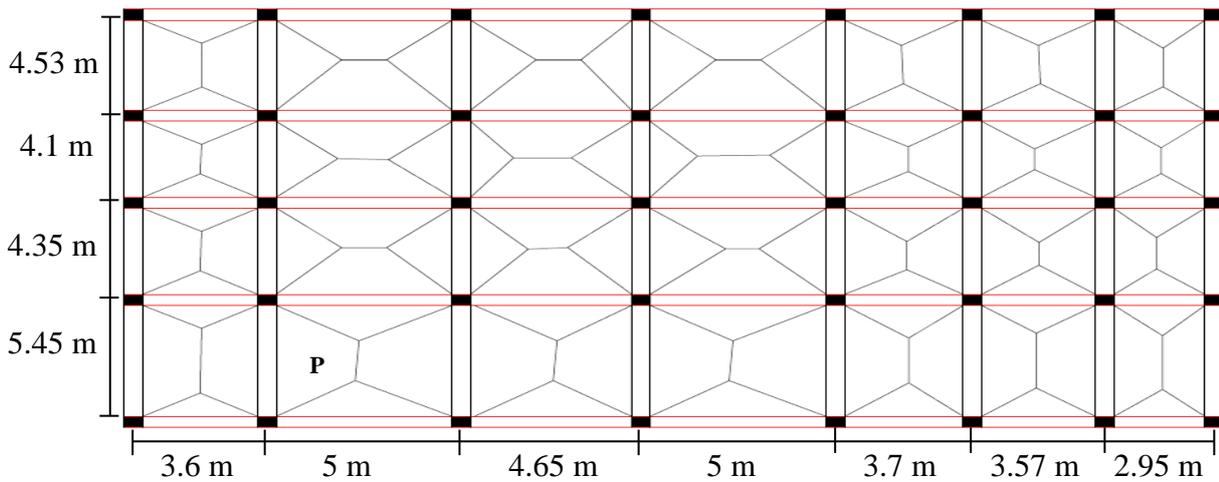


Figure VI .4 .Schéma de la rupture de dalle du radier.

2) Calcul des sollicitations du panneau plus sollicité :

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$Q_0 = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0 + 1.5 \times Q_0 \Rightarrow q_u = 177.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 + Q_0 \Rightarrow q_s = 129.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.95 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0456 \times 177.38 \times 4.3^2 = 149.55 \text{ KN} . \text{m} \\ M_0^y = 0.7834 \times 149.55 = 117.16 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$\text{En travée :} \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 112.16 \text{ KN} . \text{m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 87.86 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$\text{En appui :} M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -59.82 \text{ KN} . \text{m}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{m}^2$.

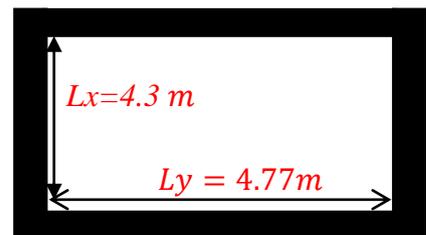


Figure VI.5. Panneau de dalle

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
travée	x-x	112.16	11.26	10HA12=11.31	10
	y-y	87.86	8.73	8HA12=9.05	12
appui		-59.82	5.87	6HA12=6.79	15

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

a). En travée : $\begin{cases} e \geq 12cm \text{ (Acier HA FeE400)} \\ \rho = 0.90 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho)b \times h_r = 2.94 \text{ cm}^2/ml$

$A_t^x = 11.31 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.87 \text{ cm}^2/ml$

Sens yy: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$

$A_t^y = 9.05 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8/ml$

b). **En appuis :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.62 \text{ cm}^2/ml$

$A_a = 6.79 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.62 \text{ cm}^2/ml$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 229.68 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 168.26 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 229.68 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{229.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} \Rightarrow \tau_u = 0.7656 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ c'est vérifiée

Pas de risque de cisaillement suivant les deux sens.

L'ELS $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.90 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$

$\begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 129.25 \times 4.3^2 = 126.18 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8502 \times 129.25 = 107.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 94.64 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 80.46 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -50.47 \text{ KN.m}$

3) Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 94.64$	11.31	8.53	98890	8.16	Vérifié	308.13	NV
y-y	$M_t^y = 80.46$	9.05	7.76	82721	7.55		324.35	NV
Appuis	$M_a = 50.47$	6.79	6.86	65298	5.30		268.24	NV

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée pour les travées dans les deux sens. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 94.64$	5.01×10^{-3}	0.191	17.28	9HA16=18.1	10
y-y	$M_t^y = 80.46$	4.12×10^{-3}	0.180	14.55	8HA16=16.08	12
appuis	$M_a = 50.47$	2.21×10^{-3}	0.122	9.03	7HA14=10.78	14

Tableau VI.4 : Vérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 94.64$	18.01	11.1	200671.2	8.16	Vérifié	196.8	Vérifié
y-y	$M_t^y = 80.46$	16.08	10.6	134362.7	7.55		187.3	
Appuis	$M_a = 50.47$	10.78	7.5	82631.36	5.30		172.1	

Toutes les contraintes sont vérifiées

4) Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

VI.5.2. Schéma de ferrailage de radier

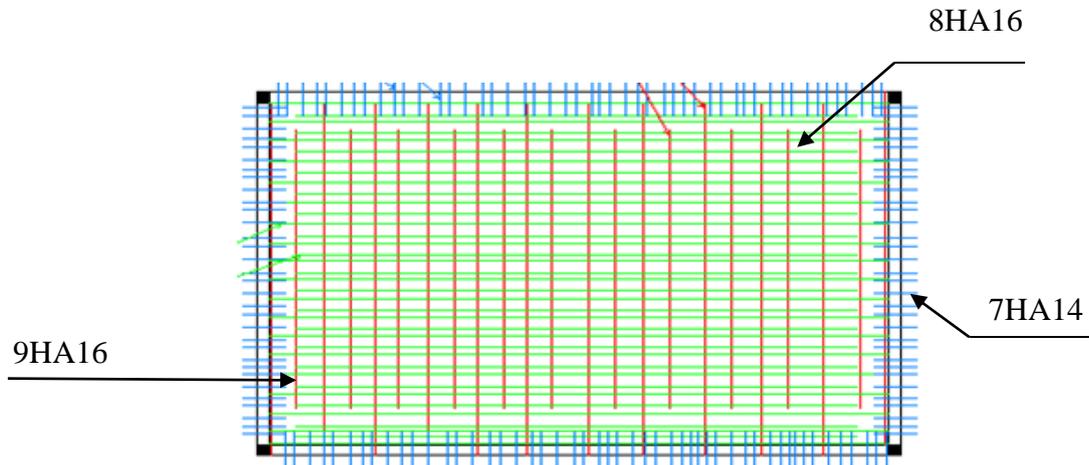


Figure VI.6 .Ferrailage d'un panneau du radier.

VI.6. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

1). Dimensionnement de la nervure :

$h_i = 0.9 \text{ m}, h_r = 0.35 \text{ m}, b_0 = 0.6 \text{ m}, d = 0.85 \text{ m}$

Sens x-x

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{CBA. Art 4. 1. 3})$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{4.1}{10}\right) \leq \min(2.5 \text{ m}; 0.41 \text{ m})$$

Donc $b = 1.40 \text{ m}$.

Sens y-y

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x^{min}}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{CBA. Art 4. 1. 3})$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{2.95}{2}; \frac{5.45}{10}\right) \leq \min(1.475 \text{ m}; 0.545 \text{ m})$$

Donc $b = 1.60 \text{ m}$.

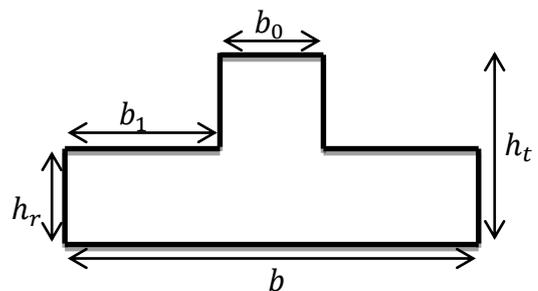


Figure VI.7. Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises

Par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Tableau VI.5 : charge trapézoïdale et triangulaire

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p>si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux cotés</p>

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

2). Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

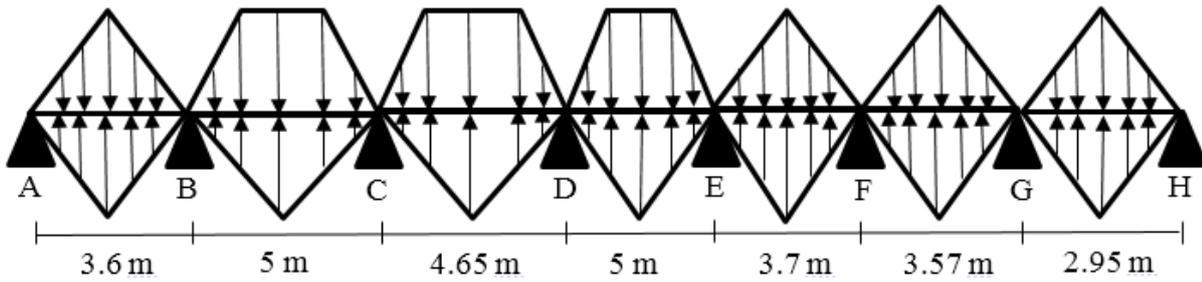


Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.6	3.6	390.24	0	-827.31	1.21	286.2
B-C	5	4	550.58	-827.31	-938.72	2.46	838
C-D	4.65	3.72	512.09	-938.72	-938.72	2.325	445.36
D-E	5	4	550.58	-938.72	-771.88	2.561	866.28
E-F	3.7	2.96	402.06	-771.88	-393.14	2.105	118.54
F-G	3.57	2.856	386.69	-393.14	-345.55	1.819	246.93
G-H	2.95	2.95	313.37	-345.55	0	1.849	190

Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	866.28	-938.72
Effort tranchant (KN)	1409.82	

Sens Y-Y :

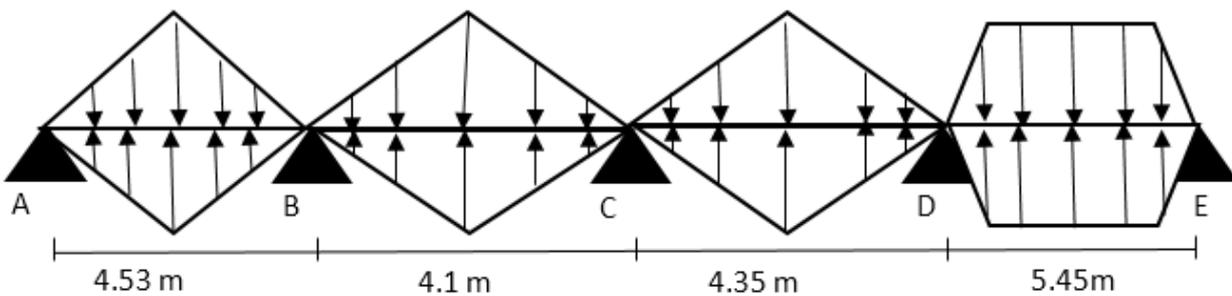


Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.53	4.53	500.21	0	-939.31	1.85	856.42
B-C	4.1	3.28	449.36	-939.31	-627.24	2.219	167.39
C-D	4.35	3.48	478.93	-627.24	-1543.35	1.735	93.83
D-E	5.45	5.45	598.99	-1543.35	0	3.198	1519.2

Tableau VI.9 : Sollicitations maximales (sens Y-Y).

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1519.2	-1543.35
Effort tranchant (KN)	1915.43	

3). Ferrailage :

Tableau VI.10 : Tableau De ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	866.28	30.24	14.37	10HA20 = 31.42
	Appui	-938.72	32.86	14.37	7HA25 = 34.36
Sens Y-Y	Travée	1519.2	54.01	16.42	12T25 = 58.9
	Appui	-1543.5	54.92	16.42	12T25 = 58.9

4).Vérification de l'effort tranchant :

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5).Vérification des contraintes :

On a : q_s = 129.25 KN/m².

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{FTN} \end{cases}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	631.22	5.55	257.33	N Vérifiée
	Appui	-684.02	5.18	255.88	N Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	1106.98	7.06	245.79	N Vérifiée
	Appui	-1124.58	7.17	249.70	N Vérifiée

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée pour la travée et l'appui dans le sens y-y. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.12 : Calcule des sections d'armatures à l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	631.22	49.01	14.37	10T25 = 49.09
	Appui	-684.02	53.29	14.37	7T32 = 56.30
Sens Y-Y	Travée	1106.98	87.75	16.42	7T20+7T25 = 90.66
	Appui	-1124.58	89.15	16.42	7T20+7T25 = 90.66

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes dans les deux sens.

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	631.22	4.68	163.98	Vérifiée
	Appui	-684.02	4.83	159.55	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	1106.98	6.07	163.10	Vérifiée
	Appui	-1124.58	6.16	164.25	Vérifiée

5) Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = \min(25, 60, 32) \text{ mm} = 25 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

Soit 5HA10=3.93 cm²(cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle).

- **Espacements des aciers transversaux :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 65.5 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_{tran} \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 27.22 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

6) Schémas de ferrailages :

Tableau VI.14 : Schémas de ferrailages des nervures.

Sens	En appuis	En travées
Sens X-X	<p>5HA32 HA10 2HA14 10HA25</p>	<p>7HA32 HA10 2HA14 5HA25</p>
Sens Y-Y	<p>5HA25 HA10 2HA14 7HA20+7HA25</p>	<p>7HA20+7HA25 HA10 2HA14 5HA25</p>

VI.7. Voile périphérique :

1). Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et au niveau de base, il doit satisfaire les exigences 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.

2). Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06$ m
- La longueur $L=5.45$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

3). Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.9 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 8^\circ$
- La cohésion $c=0.92$ bar.

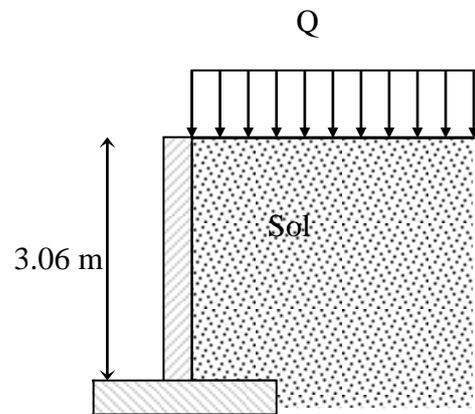


Fig.VI.8. Voile périphérique.

4). Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - (2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times [19.9 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}) - 2 \times 0.92 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2})] = 41.12 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 7.55 \text{ KN/ml}$$

5). Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

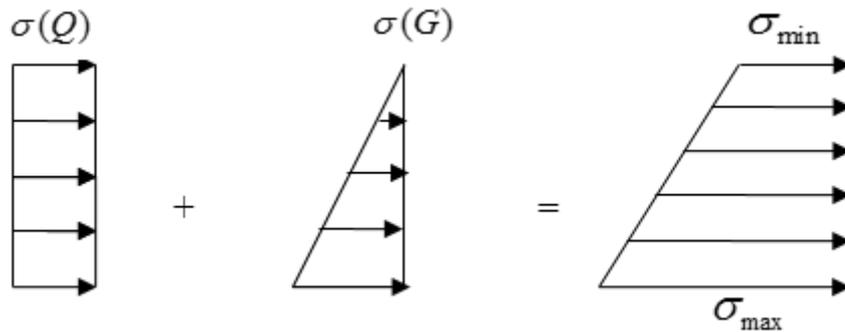


Figure. VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 1.5 * 7.55 = 11.325 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = (1.35(41.12) + 1.5(7.55)) = 66.837 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 52.959 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 52.959 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m}, L_y = 5.45 \text{ m}, b = 100 \text{ cm}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.56 \rightarrow \text{ELU } (\mu_x = 0.0880, \mu_y = 0.2500)$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow M_{0x} = 0.0880 \times 3.06^2 \times 52.959 = 43.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 43.64 \times 0.2500 = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 37.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 9.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 21.82 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	37.09	0.116	0.15	0.14	7.58	2	5T14= 7.70
	y-y	9.27	0.029	0.036	0.15	1.80	2	4T8= 2.01
Appui		21.82	0.068	0.088	0.144	4.33	2	4T12= 4.52

• **Espacements :**

sens xx $S_t \leq \min(1.5e, 20cm) \Rightarrow S_t = 20 cm$

sens yy $S_t \leq \min(1.5e, 20cm) \Rightarrow S_t = 20 cm$

6).Vérifications :

1) Condition de non fragilité : A L'ELU

$\rho = 0.56 > 0.4$ et $e \geq 12 cm$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$

$\rho_0 = 0.0008$ pour $F_e 400$

$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.56) \times 100 \times 20 = 1.95 cm^2$

$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$

$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 cm^2$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa, (fissuration très nuisible).$

On a :

$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{52.959 \times 3.06}{2} \times \frac{5.45^4}{5.45^4 + 3.06^4} = 73.70 KN$

$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{52.959 \times 5.45}{2} \times \frac{3.06^4}{5.45^4 + 3.06^4} = 13.045 KN$

$\tau_{ux} = \frac{73.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.49 MPa < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

$$\tau_{uy} = \frac{13.045 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS :

$$\rho = 0.56 \rightarrow ELS (\mu_x = 0.0923, \mu_y = 0.4254)$$

$$\sigma_{max} = 1G + 1Q = 41.12 + 7.55 = 48.67 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_{min} = 1Q = 7.55 = 7.55 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 38.39 \text{ KN / m}^2$$

$$qs = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 38.39 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L^2_x \times q_s \Rightarrow M_{0x} = 0.0923 \times 3.06^2 \times 38.39 = 33.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 33.17 \times 0.4254 = 14.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 28.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 11.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 16.58 \text{ KN.m}$$

3) Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(1 \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau VI.16 : vérification des contraintes.

Localisation		Moment (KN.m)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	x-x	28.19	0.048	15702	8.69	273.62	Vérifiée
	y-y	11.99	0.027	5217	6.25	423.52	Vérifiée
appui		16.58	0.038	10331	6.23	267.78	Vérifiée

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée pour la travée et l'appui Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

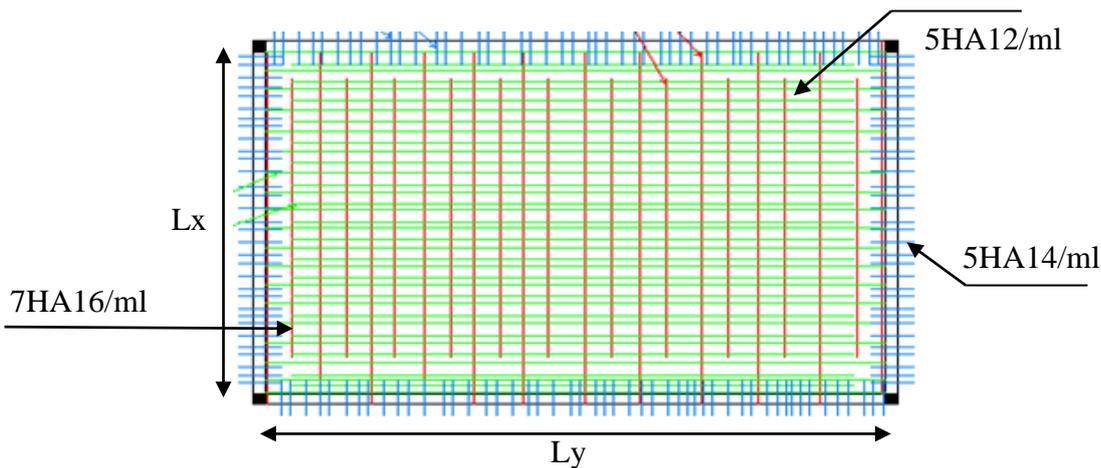
Tableau VI.17 : Calcule des sections d'armatures à l'ELS.

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	Choix (cm^2 / ml)
Travée	x-x	28.19	12.77	2	7T16 = 14.07
	y-y	11.99	5.16	2	5T12 = 5.65
Appui		16.58	7.34	2	5T14 = 7.7

Tableau VI.18 : vérifications des contraintes dans les deux sens.

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	x-x	28.19	7.11	154.68	Vérifiée
	y-y	11.99	4.14	156.38	Vérifiée
Appui		16.58	5.11	160.95	Vérifiée

6) Schéma de ferrailage du voile périphérique :

**Figure. VI.10.**Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.8. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion
Générale

CONCLUSION GENERALE :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel SAP2000 version 10.

Cette étude a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier; acrotère) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
3. L'irrégularité de notre structure en élévation a induit une différence de rigidité entre les deux parties de la structure. Ce qui s'est répercuté sur la disposition de nos voiles.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
6. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
7. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
8. A fin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
9. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et assurer qu'elles se forment aux niveaux des poutres avant, on doit vérifier les moments résistants en zones nodales.
10. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

- [1] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (B.A.E.L 91).
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [4] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

Autres documents consultés :

- Cours de béton armé, 3ème et master I année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 4

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																								
Vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	
0,63	Tous les niveaux desservis	189	64	164	73	148	81	136	88	156	95	171	103	109	110											
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	198	119	129	124											
1,00	Tous les niveaux desservis	250	77	225	89	200	100	183	109	168	119	157	119	147	136											
		332	87	277	101	246	114	224	125	209	138	192	148	160	158											
1,50	1 niveau desservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106			
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121			
2,50	1 niveau desservi sur 2	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	189	106	179	112	169	118	168	123	156	128	149	134			
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	194	144	185	151	178	157			

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
Vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	189	64	164	73	148	81	136	88	156	95	171	103	109	110										
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	198	119	129	124										
1,00	Tous les niveaux desservis	250	77	225	89	200	100	183	109	168	119	157	119	147	136										
		332	87	277	101	246	114	224	125	209	138	192	148	160	158										
1,50	1 niveau desservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121		
2,50	1 niveau desservi sur 2	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	189	106	179	112	169	118	168	123	156	128	149	134		
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	194	144	185	151	178	157		

ASCENSEURS		Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																							
Vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14	
		P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0,63	Tous les niveaux desservis	189	64	164	73	148	81	136	88	156	95	171	103	109	110										
		226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	198	119	129	124										
1,00	Tous les niveaux desservis	250	77	225	89	200	100	183	109	168	119	157	119	147	136										
		332	87	277	101	246	114	224	125	209	138	192	148	160	158										
1,50	1 niveau desservi sur 2	211	57	190	63	176	68	162	74	154	78	145	83	136	88	130	92	124	97	119	101	113	106		
		250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151	106	144	111	138	116	132	121		
2,50	1 niveau desservi sur 2	286	70	253	79	230	87	213	84	200	100	189	106	179	112	169	118	168	123	156	128	149	134		
		354	79	308	91	277	101	257	109	239	117	224	125	212	132	203	138	194	144	185	151	178	157		

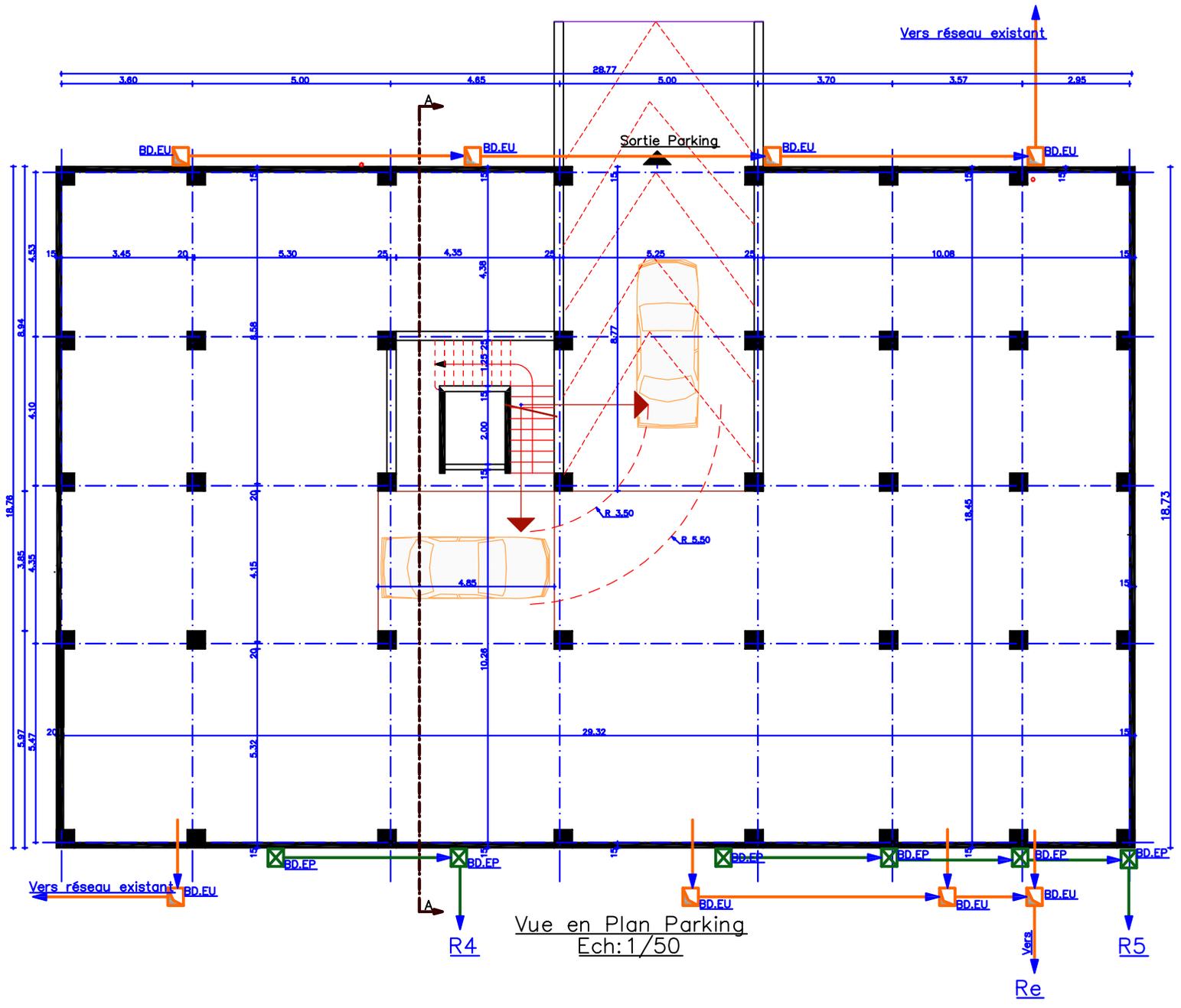
PLANS



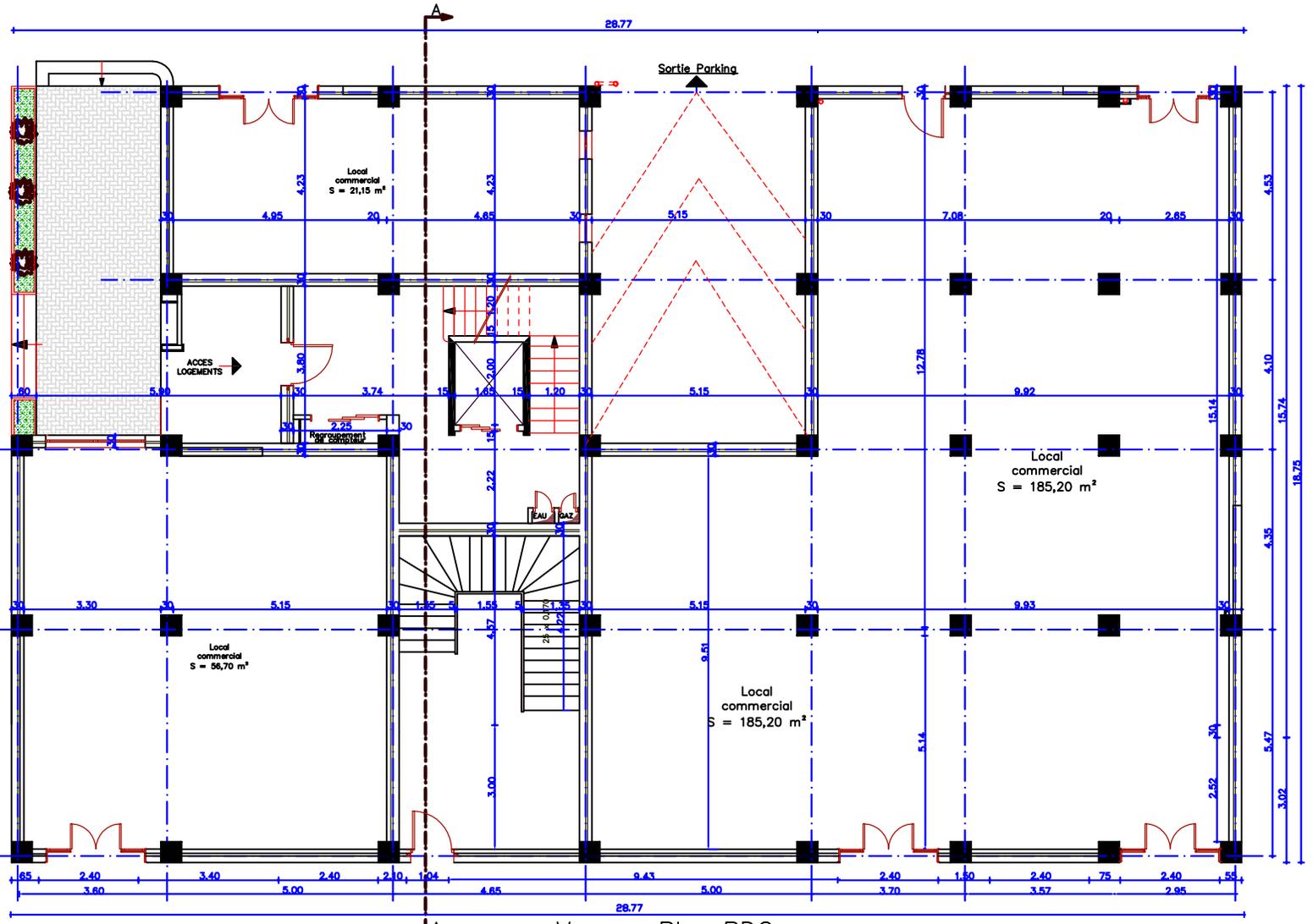
FACDE PRINCIPALE Ech:1/50



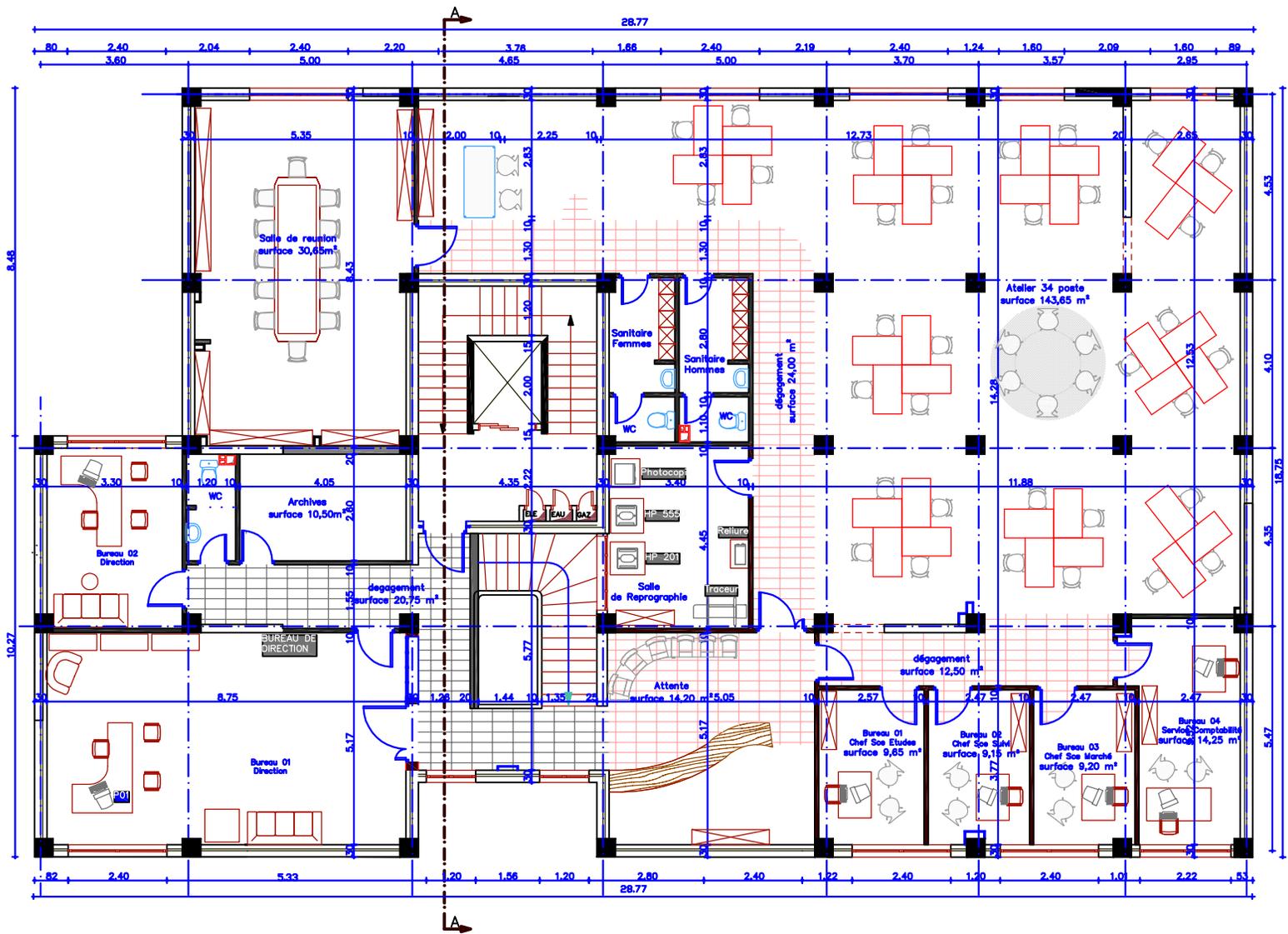
Coupe B-B Ech:1/50

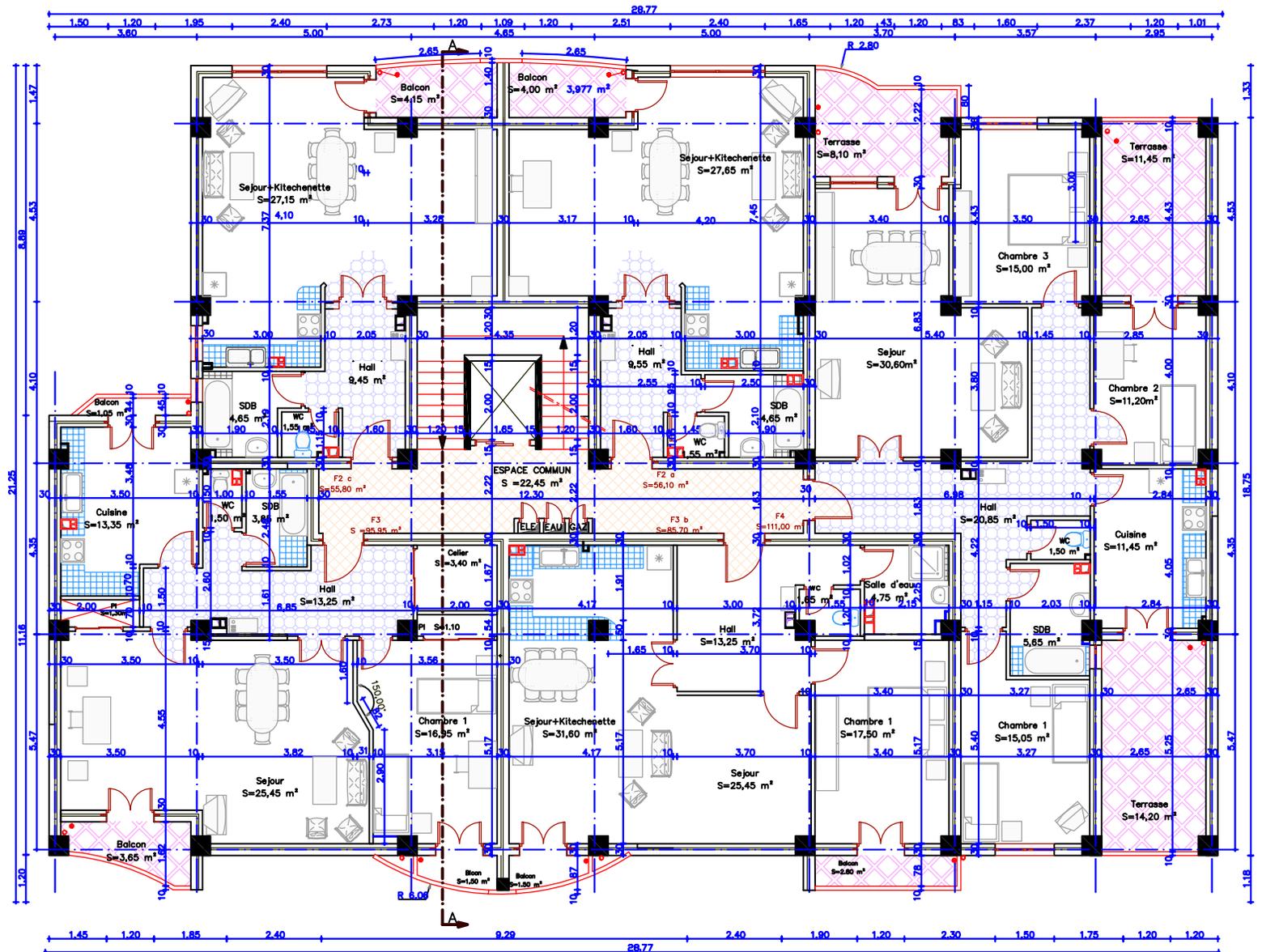


Vue en Plan Parking
 Ech: 1/50

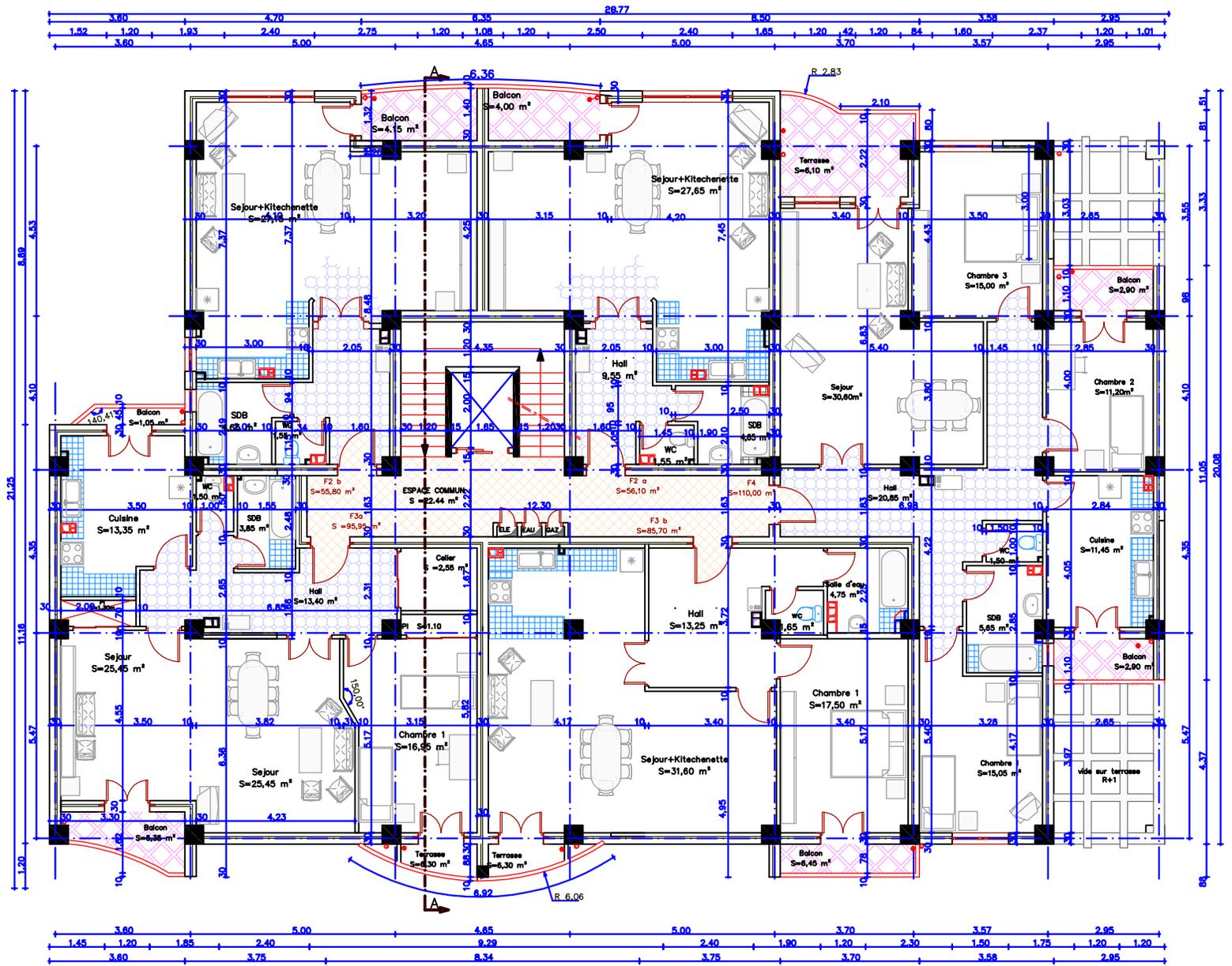


Vue en Plan: RDC
 Ech: 1/100

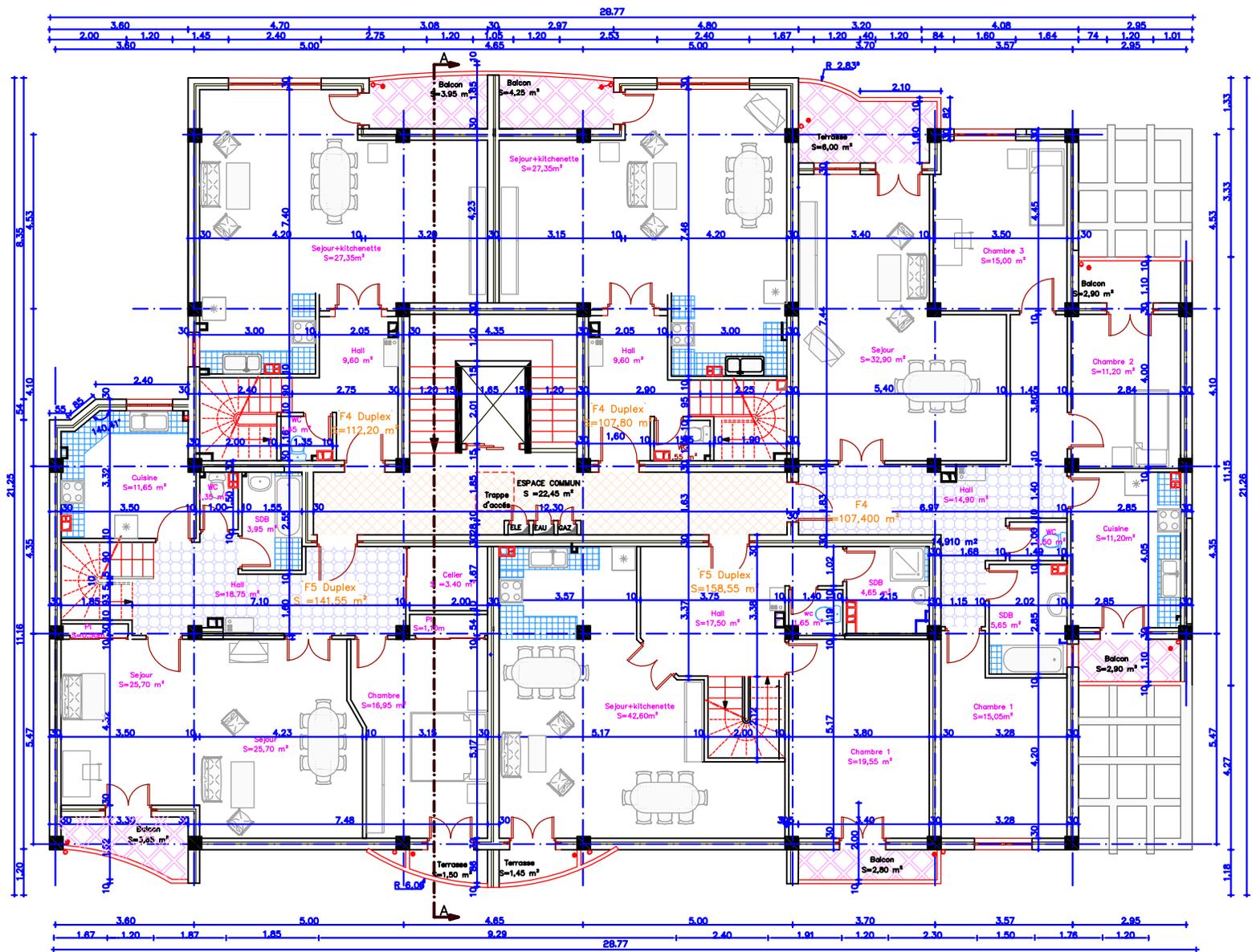




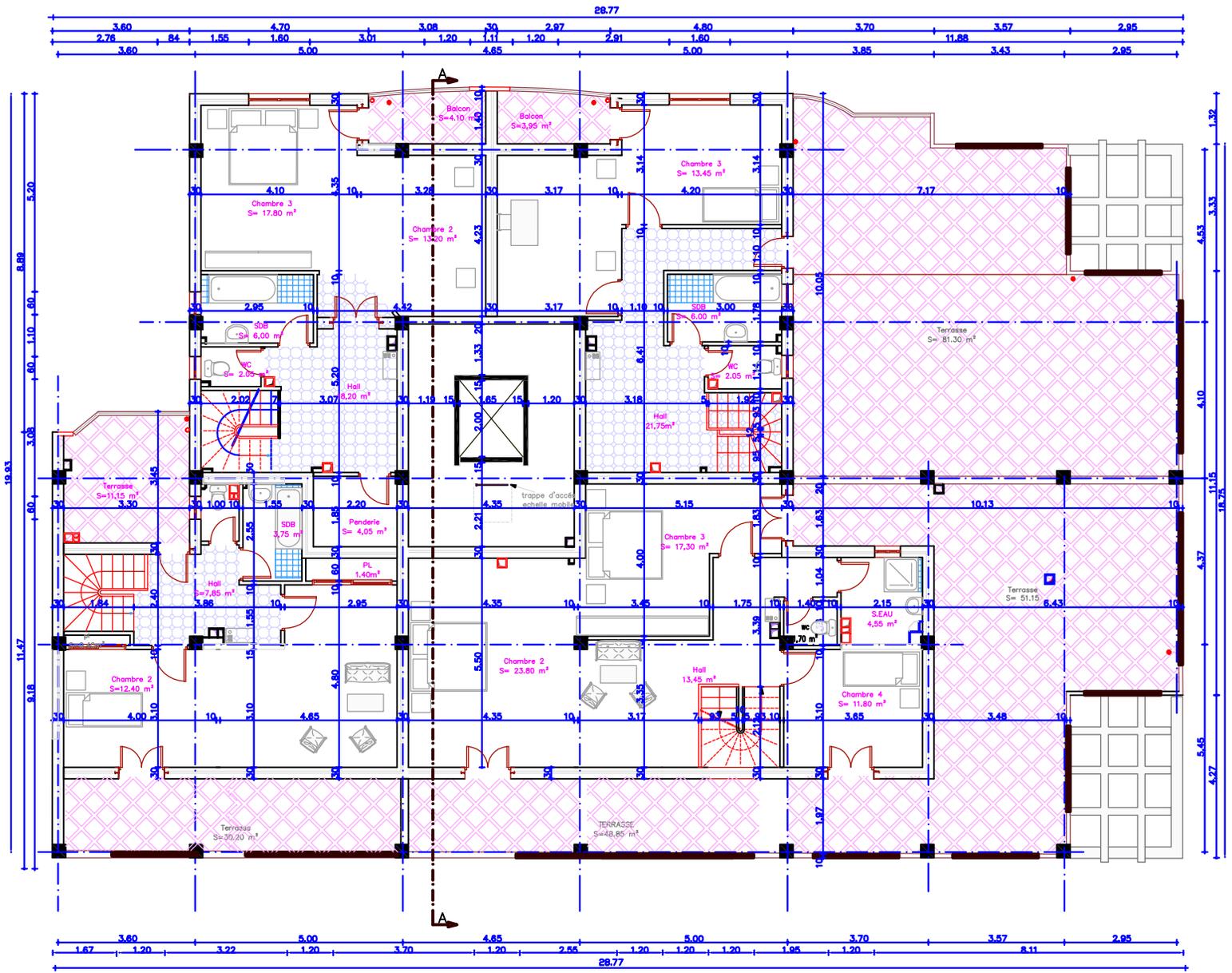
Vue en Plan: 1^{er} étage
Ech: 1/50



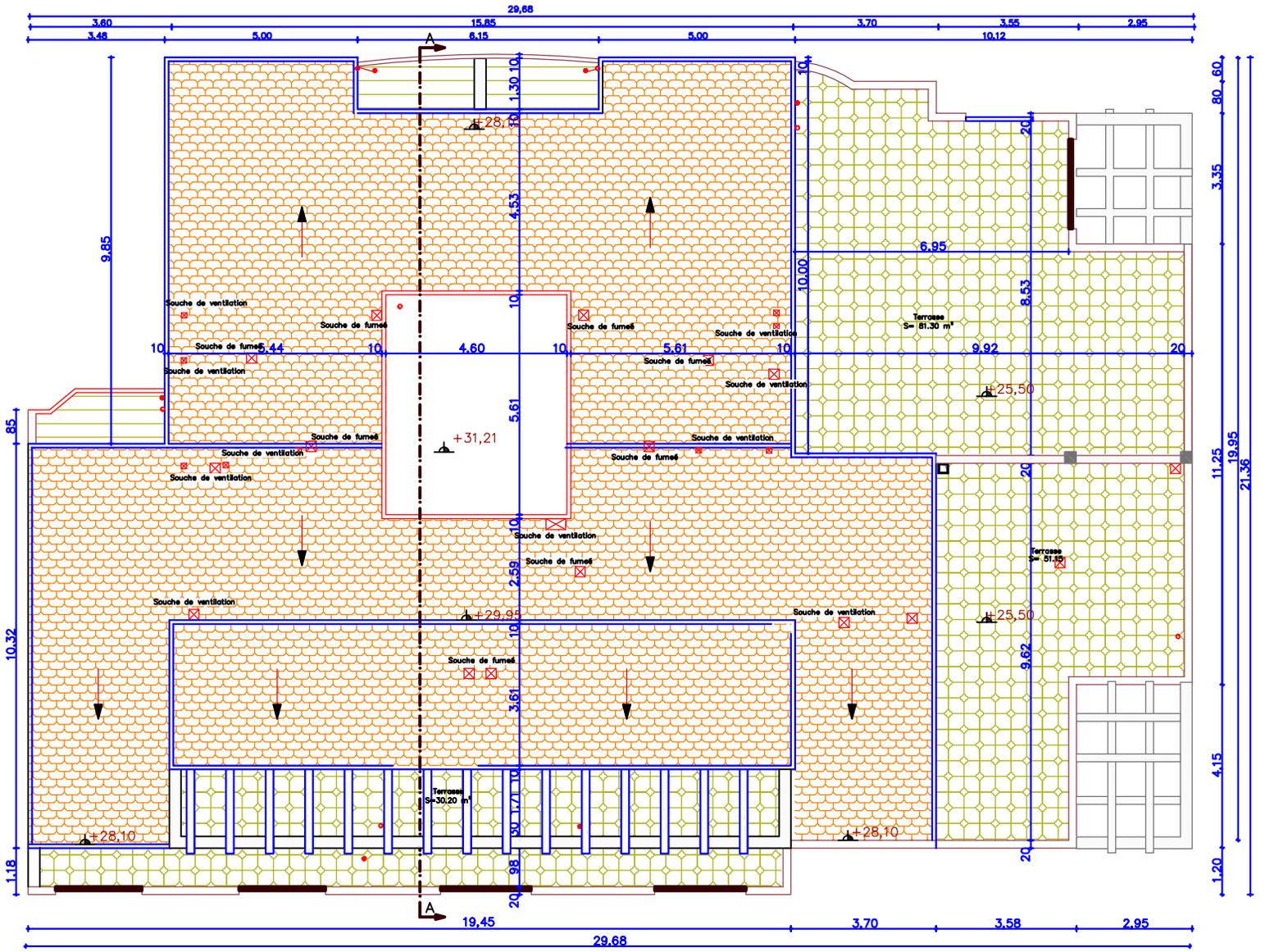
Vue en Plan: 2, 3, 4, et 5^{ème} étages
Ech: 1/50



Vue en Plan: 6^{ème} étage: 1^{er} niveau duplex
 Ech: 1/50



Vue en Plan: 7^{ème} étage: 2^{ème} niveau duplex
 Ech: 1/50



Vue en Plan: Toiture
Ech: 1/50