



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master

En Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+10+ SOUS-SOL+ ET ENTRE SOL) À
USAGE D'HABITATION, COMMERCES ET BUREAUX
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE (VOILE-PORTIQUE).**

Encadré par :

M^{me} S. AREZEKI

Jurys :

M^r. OURABAH.A

M^r. LABIOUDH.B

Réalisé par :

M^{er} BENAÏSSA Zitouni

M^{er} MOUSSAOUI Chafaa

Promotion 2015

Remerciements

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

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

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

*À M^{me} AREZEKI : notre promotrice, pour avoir acceptée de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

Zitouni & Chafaa

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents (Malika et A/Aziz) qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. Et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance.

À la mémoire de mes très chers grands parents.

À mes tantes et à mes oncles.

À chaque cousins et cousines.

À mes chères sœurs (Yasmina, Meriem, Kamilia, Amel, Kenza) et leurs familles.

À toute ma famille sans exception.

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère (Mahmoud, Walid, Imad, Toufik)

Enfin, je remercie mon binôme Chafaa ainsi que toute sa famille.

Zitouni

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. Et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance.

À mes tantes et à mes oncles.

À chaque cousins et cousines.

À mes copains de chambre.

À mes chers frères, sœurs

À toute ma famille sans exception.

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

À toute la promotion Génie Civil (2015)

Sans oublier ma chère femme (Lydia)

À tous les enseignants du département Génie Civil.

Enfin, je remercie mon binôme Zitouni ainsi que toute sa famille.

Chafaa.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Généralités

Introduction :.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.1.1. Étude de sol :.....	1
I. 1.2. Situation :.....	1
I. 2. Caractéristiques :.....	1
I.3. Les règlements et les normes utilisés :.....	2
I.4. Caractéristique des matériaux :.....	2
I.4.1. Béton :.....	2
I. 4. 2. Résistance caractéristique du béton à traction :.....	2
I. 4. 3. contrainte-déformations :.....	3
I.4.4. Contrainte de cisaillement :.....	3
I.4.5. Module de déformation longitudinale du béton :.....	3
I.4.6. Contraintes de calcul aux états limites :.....	4
Conclusion :.....	5

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Introduction :.....	6
II .1. Pré dimensionnement des éléments	6
II .1.1. Éléments nom structuraux	6
II .1.1. 1. Les Planchers	6
II .1.1. 2. L'acrotère.....	9
II .1.1. 3. Escaliers	10
II .1.2. Éléments structuraux :	14
II .1.2.1. Les poutres :.....	14
II .1.2.2. Les Voiles	15

II .1.2.3. Les poteaux	16
II .2. Évaluation des charges « G » et surcharges Q.....	17
II .2.1. Plancher terrasse et plancher courant	17
II .2.2. Plancher à dalle pleine	18
II .2.3. Murs intérieurs et murs extérieurs	18
II .2.4. Les escaliers	19
II .3. Descente de charge	21
II .3.1. Descente de charge pour le poteau P1 :.....	22
II .3.1. 1. Calcul de la Surface afférente au niveau d'étage courant et entresol	23
II .3.1. 2. Calcul le poids propre des éléments revenants au poteau P1	23
II .3.1. 3. La loi de dégression des charges d'exploitation :.....	25
II.3.1.4. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P1 :.....	26
II .3.2. Descente de charge pour le poteau P2	29
II .3.2. 1. Calcul de la surface afférente	29
II .3.2. 2. Calcul le poids propre des éléments revenants au poteau P1	31
II .3.2. 3. La loi de dégression des charges d'exploitation :.....	35
II .3.2. 4. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P2 :.....	36
II .4.Vérification le poteau le plus sollicité	39
II .4.1.Vérification à la compression simple (résistance) :.....	39
II .4.2.Vérification de stabilité de forme (flambement)	40
II .4.3.Vérification des conditions de RPA99 V.2003 :	41
II .4.4.Vérification de l'effort normal réduit :.....	42
Conclusion :.....	43

Chapitre III : étude des éléments secondaires

Introduction :.....	44
III.1. Planchers à corps creux	44
III.1.1. Étude des poutrelles :.....	44
III.1.1.1. Les différents types des poutrelles :.....	47
III.1.1.2.Calcul des charges revenant aux poutrelles :.....	48
III.1.1.3.Calcul des sollicitations :.....	48
III.1.1.4.Tableaux récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :.....	54
III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles.....	56
III.1.1.6. Vérifications :.....	59

III.1.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles :	67
III.1.1.8. Ferrailage de la dalle de compression :	68
III.2. Étude des Planchers à dalles pleines :	69
III.2.1. Dalle sur quatre appuis (dalle de plancher entresol) :	69
III.2.1.1. Calcul des sollicitations :	69
III.2.1.2. Ferrailage :	70
III.2.1.3. Vérifications :	71
III.2.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (balcon) :	76
III.2.2.1. Calcul des sollicitations :	76
III.2.2.2. Ferrailage :	77
III.2.2.3. Vérifications :	78
III.3. Étude Des escaliers :	80
III.3.1. Étude d'escalier droit à 2 volées Type 01 (habitation et service) :	80
III.3.1.1. Calcul des sollicitations :	81
III.3.1.2. Ferrailage :	82
III.3.1.3. Vérifications :	82
III.3.2. Étude d'escalier droit à 2 volées Type 02 (RDC) :	85
III.3.2.1. Calcul des sollicitations :	85
III.3.2.2. Ferrailage :	86
III.3.2.3. Vérifications :	86
III.3.3. Étude d'escalier droit à 3 volées Type 01 (entre sol) :	89
III.3.3.1. Calcul des sollicitations :	89
III.3.3.2. Ferrailage :	90
III.3.3.3. Vérifications :	90
III.3.4. Escaliers balancé (sous-sol) :	93
III.3.4.1. Calcul des sollicitations :	93
III.3.4. Vérifications 2. :	94
III.4. Étude de la poutre palière :	95
III.4.1. Dimensionnement :	95
III.4.2. Calcul de la poutre palière :	96
III.5. Poutre de chaînage :	100
III.5.1. Dimensionnement :	100
III.5.2. Calcul de la poutre de chaînage :	101
III.6. Étude de l'acrotère :	103
III.6.1. Hypothèse de calcul :	103

III.6.2. Évaluation des charges et surcharges	104
III.6.3. calcul des sollicitations	104
III.6.4. Calcul de l'excentricité :	105
III.6.5. Ferrailage :	106
III.6.6. Schéma de Ferrailage :	109
III.7. Ascenseur :	109
III.7.1. Description de l'ascenseur :	109
III.7.2. Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe(4)	109
III.7.3. Étude de l'ascenseur :	110
III.7.4. Ferrailage :	115

Chapitre IV : étude dynamique

Introduction :	121
IV.1. Méthode de calcul :	121
IV.1.1. Méthode statique équivalente :	121
IV.1.2. Méthode d'analyse dynamique :	123
IV.1.2.1. Modélisation de la structure :	124
IV.1.2.2. Analyse de comportement de la structure	125
IV.1.2.3. Analyse spectrale :	127
IV.2. Justification dès l'infraction voiles-portiques :	128
IV.2.1. Sous charges verticales :	128
IV.2.2. Sous charges horizontales :	129
IV.3. Vérification de résultante de la force sismique :	129
IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :	130
IV.5. Justification vis-à-vis de déplacements :	130
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	132
Conclusion :	133

Chapitre V : étude des éléments structuraux

Introduction :	134
V.1. Étude des poteaux :	134
V.1.1. Recommandations du RPA99/V2003	134
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :	137
V.1.3. Ferrailage des poteaux :	137
V.1.4. Vérification :	139
V.1.5. Dispositions constructives :	142
V.1.6. Schéma de ferrailage :	145

V.2. Étude des poutres :	145
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	145
V.2.2. Ferrailage des poutres :	147
V.2.3. Vérification à l'ELU:.....	148
V.2.4. Vérification à l'ELS :	149
V.2.5. Vérification des zones nodales :.....	150
V.2.6. Disposition constructives des armatures dans les poutres :.....	153
V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :	153
V.3. Étude des voiles :.....	154
V.3.1. Recommandation du RPA :.....	154
V.3.2. Disposition des voiles :.....	155
V.3.3. Les sollicitations calculées dans les différents types des voiles :.....	155
V.3.4. Ferrailage des voiles :.....	158
conclusion :	162

Chapitre VI : étude des éléments structuraux

Introduction :.....	163
VI.1. Choix du type des fondations :.....	163
VI.1.1. Vérification des semelles isolées :	163
VI.1.2. Vérification des semelles filantes :	164
VI.2. Radier général :.....	165
VI.2.1. Pré dimensionnement :.....	165
VI.2.2. Les vérifications nécessaires :.....	166
VI.2.3. La dalle du radier :	169
VI.2.4. Calcul des sollicitations	169
VI.3. Étude des nervures :.....	172
VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :.....	172
VI.3.2. Calcul des sollicitations :.....	173
VI.3.3. Ferrailage :	176
VI.4. Voile périphérique :	179
VI.4.1. Dimensionnement de voile périphérique :	179
VI.4.2. Caractéristique du sol :.....	179
VI.4.3. Méthode de calcul :.....	179
VI.4.4. Sollicitations :	179
VI.4.5. Ferrailage du voile :.....	180
Conclusion :.....	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.	10
Tableau II.2. Sections préalables des poteaux.	17
Tableau II.3. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.	17
Tableau II.4. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	18
Tableau II.5. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.	18
Tableau II.6. Évaluation des charges du palier (e =20cm).	19
Tableau II.7. Évaluation des charges du palier (e =15cm).	19
Tableau II.8. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'étage (service et habitation).	20
Tableau II.9. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'étage RDC.	20
Tableau II.10. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'entresol.	21
Tableau II.11. Poids propre des poteaux.....	25
Tableau II.12. Descente de charge du poteau P1.	26
Tableau II.13. Descente de charge du poteau P2.	36
Tableau II.14. Résultats de vérification à la compression simple.	39
Tableau II.15. Résultats de vérification au flambement pour le poteau P1.	41
Tableau II.16. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P1.....	41
Tableau II.17. Vérification de l'effort normal réduit.	42
Tableau II.18. Vérification de l'effort normal réduit.	42
Tableau III.1. Chargement sur les poutrelles.	48
Tableau III.2. Sollicitations des poutrelles de service (Type T1).	55
Tableau III.3. Sollicitations des poutrelles de service (Type T2).	55
Tableau III.4. Sollicitations des poutrelles de service (Type T3).	55
Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T1).	55

Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T2).	55
Tableau III.7. Les Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.	56
Tableau III.8. Calcul des armatures principales.	59
Tableau III.9. Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.	61
Tableau III.10. Vérification des contraintes à L'ELS.	63
Tableau III.11. Vérification de la flèche pour niveau de service.	67
Tableau III.12. Schéma de ferrailage des poutrelles.	67
Tableau III.13. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	74
Tableau III.14. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.	75
Tableau III.15. Résultats de ferrillages.	82
Tableau III.16. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.	83
Tableau III.17. Résultats de ferrillages.	86
Tableau III.18. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.	87
Tableau III.19. Résultats de ferrillages.	90
Tableau III.20. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.	91
Tableau III.21. Résultats de ferrillages.	94
Tableau III.22. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.	94
Tableau III.23. Les sollicitations de la poutre palière.	96
Tableau III.24. Résultat du ferrailage de la poutre palière.	97
Tableau III.25. Résultats de ferrailage longitudinal de la poutre de chinage.	101
Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'E.L.S.	102
Tableau III.27. Charges et surcharges.	104
Tableau III.28. Différentes combinaisons à utiliser.	105
Tableau III.29. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).	111
Tableau III.30. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).	112
Tableau III.31. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).	113
Tableau III.32. Vérification des contraintes en appuis.	113
Tableau III.33. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).	115
Tableau III.34. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).	117
Tableau III.35. Revérification des contraintes en travée (sens x-x).	117
Tableau III.36. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).	117

Tableau III.37. Revérification des contraintes en travée (sens x-x).....	118
Tableau III.38. Vérification des contraintes en appuis.....	118
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	122
Tableau IV.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales.	127
Tableau IV.3. Interaction sous charges verticales.....	128
Tableau IV.4. Interaction sous charges horizontales.	129
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.	129
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.	130
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs (sens X-X).	131
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs (sens Y-Y).	131
Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ Sens X-X.	132
Tableau IV.10. Vérification des effets P- Δ Sens Y-Y	133
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximale dans les poteaux.....	135
Tableau V.2. Les Sollicitations dans les poteaux.....	137
Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux.	138
Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux.	138
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.	140
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	141
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes.	142
Tableau V.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.	147
Tableau V.9. Les armatures longitudinales dans les poutres principales.	147
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.....	149
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	149
Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.	149
Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux.....	151
Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres.....	152
Tableau V.15. Vérification des zones nodales.	152
Tableau V.16. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.10m$ à tous les niveaux.	156
Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=2m$ à tous les niveaux.	156
Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=3.95m$ à tous les niveaux.	157
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2.75m$ à tous les niveaux.	157
Tableau V.20. Résultat de ferrailage du voile $V_{x2}=2m$ à tous les niveaux.....	161
Tableau V.21. Résultat de ferrailage du voile $V_{y2}=2.75m$ à tous les niveaux.	161
Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage du radier.	169
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier.	171

Tableau VI.3. Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.	171
Tableau VI.4. Revérification des contraintes de radier.....	171
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal X-X à ELU.	174
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal X-X à ELS.	174
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal Y-Y à ELU.	175
Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal Y-Y à ELS.	175
Tableau VI.9. Tableau de ferrailage des nervures.	176
Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures de radier.	176
Tableau VI.11. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.	177
Tableau VI.12. Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.	181
Tableau VI.13. Vérification des contraintes.	182

LISTE DES FIGURES

Fig.II.1. Shéma d'un plancher à corp creux.....	7
Fig.II.2. Schéma d'une poutrelle.	7
Fig.II.3. Schéma de disposition des poutrelles.	8
Fig.II.4. Types des dalles pleines.	9
Fig.II.5. Schémas de l'acrotère.	9
Fig.II.6. Composantes d'un escalier.	10
Fig.II.7. Schéma statique de l'escalier habitation et service.....	11
Fig.II.8. Schéma statique de l'escalier RDC.....	12
Fig.II.9. Schéma statique de l'escalier entresol.	13
Fig.II.10. Shéma d'un escalier balancé.....	14
Fig.II.11. Coup sur un voile.....	16
Fig.II.12. Schéma de repérage des poteaux P1 et P2.....	22
Fig.II.13. Surface qui revient au poteau P1.	22
Fig.II.14. Surface qui revient au poteau P2.	29
Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	44
Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.....	44
Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	45
Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus(02) travées.	47
Fig. III.5. Différents types de poutrelles d'étages habitation et terrasse inaccessible.	48
Fig. III.6. Différents types de poutrelles d'étage service.	48
Fig. III.7. Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant).	49
Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).	52
Fig. III.9. Schéma du ferrailage de la dalle de compression.	69
Fig. III.10. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.	70
Fig. III.11. Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis. .appuis.....	77
Fig. III.12. Schéma statique de la dalle sur deux appuis.	77
Fig. III.13. Schéma d'une dalle sur deux appuis.	78
Fig. III.14. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui.	81
Fig. III.15. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée de l'escalier Type 01 (habitation et service).	81
Fig. III.16. Schéma de chargement sur la volée.	82

Fig. III.17. Schéma de section à ferrailer.	83
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée d'étages habitation et service.	85
Fig. III.19. Schéma statique de la 1 ^{ère} volée de l'escalier Type 02 (RDC).	86
Fig. III.20. Schéma de chargement sur la volée.	86
Fig. III.21. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée de RDC.	89
Fig. III.22. Schéma statique de l'escalier Type 01 (entre sol).	90
Fig. III.23. Schéma de chargement sur la volée.	90
Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée d'étage entresol.	93
Fig. III.25. Schéma statique de la volée encastree de l'escalier balancé avec chargement.	94
Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la volée encastree de l'escalier balancé.	96
Fig. III.27. Schéma statique de la poutre palière.	96
Fig. III.28. Section fictive.	99
Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	101
Fig. III.30. Schéma statique de la poutre chainage.	102
Fig. III.31. Ferrailage de la poutre de chinage.	104
Fig. III.32. Dimensions de l'acrotère.	105
Fig. III.33. Les sollicitations sur l'acrotère.	106
Fig. III.34. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	110
Fig. III.35. Cage d'ascenseur.	111
Fig. III.36. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.	114
Fig. III.37. Schémas représentant la surface d'impact.	115
Fig. III.38. Calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne.	115
Fig. III.39. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.	120
Fig. IV.1. Disposition des voiles.	124
Fig. IV.2. Les différents vus de la structure sur logiciel SAP 2000.	125
Fig. IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant x) (T = 1.01308sec).	125
Fig. IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant y) (T = 0.88141sec).	126
Fig. IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T = 0.79130sec).	126
Fig. IV.6. Spectre de réponse de la structure.	128
Fig.V.1. Zone nodale.	135
Fig.V.2. Section d'un poteau.	141
Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau.	144
Fig.V.4. disposition constructives des portiques.	146
Fig.V.5. Les moment dans la zone nodale.	151
Fig.V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	153
Fig. V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour tous les niveaux.	153

Fig. V.8. Schéma de répartition des voiles.	155
Fig.V.9. Schéma d'un voile pleine.....	158
Fig.V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x2} pour les niveaux Sous-sol et entresol.....	162
Fig. V.11. Schéma de ferrailage du voile V_{Y2} pour les niveaux Sous-sol et entresol.	162
Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.....	164
Fig.VI.2. Schéma d'une semelle filante.	164
Fig.VI.3. Dimensions de radier.	165
Fig.VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.	167
Fig.VI.5. Panneau de dalle	169
Fig.VI.6. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	172
Fig VI.7. Section de la nervure à ferrailer.	172
Fig.VI.8. Sollicitations sur la nervure du sens x-x.....	174
Fig.VI.9. Sollicitations sur la nervure du sens y-y.....	175
Fig.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)	178
Fig.VI.11. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).	178
Fig.VI.12. Dimensions de voile périphérique.	179
Fig.VI.13. Diagramme des contraintes.	180
Fig.VI.14. Schéma d ferrailage de voile périphérique.	183

Symboles et Notations

A (ou A_s ou A_t) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

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

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

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

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours.

F : Force ou action en général.

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).

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

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

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

N_u : Effort normal de calcul ultime.

P : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

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

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre.

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ϵ_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).
 ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
 λ : Élanement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 ϕ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Introduction générale

Introduction générale

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abritât des activités humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre coût.

L'aspect conception connaît un essor important au cours des dernières années caractérisées par la prolifération d'outils numériques et informatiques de plus en plus puissants.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Quelle, reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés.

Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour l'Algérie).

Notre bâtiment est ouvrage courant ou d'importance moyenne, composé d'un RDC d'usage commercial, un niveau à usage bureau et 09 étages d'usages habitation, chacun contient deux appartements type F3 et F4. Et une terrasse inaccessible, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portique).

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite une étude sismique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs puis une étude concernant l'infrastructure et enfin on termine par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document, ces calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (B.A.E.L.91et RPA99version 2003) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (SAP2000/version.14).

Chapitre I

Généralités

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel qui regroupe commerces, bureaux et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du *RPA99/version2003(Art3.2)*.

I.1.1. Étude de sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bars}$
- La description des couches du sol nous montre que le terrain n'est pas agressif pour les bétons de fondations.

Le site est constitué par des remblais importants, une couche de brèches de pente recimentées avec des passages alluvionnaire reposant sur des marnes fracturées.

I. 1.2. Situation :

Il est implanté dans la wilaya de Bejaia, à proximité de l'université. Il est limité en amont par la route menant vers boukhia et Amriou de côté par l'un des blocs du projet, de derrière par L'OPOW de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon *le RPA99/version 2003* comme zone IIa (moyenne sismicité).

I. 2. Caractéristiques :**➤ Architecture :**

Le bâtiment est constitué de :

- ✓ Un sous-sol et entre sol.
- ✓ Un RDC à usage commercial et 10 étages courants à usage d'habitation, chacun contient deux appartements type F3 et F4.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

➤ Géométrie :

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) : 38.40 m
- ✓ Hauteur du RDC : 4.14 m
- ✓ Hauteur de l'entre sol : 3.24 m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 2.41 m
- ✓ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m

- ✓ Largeur totale du bâtiment : 12.30 m
- ✓ Longueur totale du bâtiment : 20.25 m
- **Ossature** : Selon le *RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a)*, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone considérée, sera constitué par voiles ou par voiles-portiques.
L'ossature sera mixte (voiles-portiques), car cette structure présente un aspect intéressant du point de vue économique.
- **Planchers** : Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression (hourdi) en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations.
Le choix de ce type de plancher est basé sur sa résistance et ses caractéristiques d'isolation acoustique et thermique.
- **L'infrastructure** : Sera réalisée en béton armé en assurant :
 - Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
 - Limitation des tassements différentiels.
 - Encastrement de la structure dans le sol.
- **Nota Bene** : le système de fondation doit être homogène avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. Il doit autant que possible, constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.
- **Escaliers** : Le bâtiment comprend trois types d'escaliers.
 - Escaliers inter étages, menant d'un étage i vers l'étage $(i+1)$.
 - Escaliers, menant du RDC vers le 1^{er} étage.
 - Escaliers, menant du RDC vers le sous-sol.
- **Balcons** : Les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse.
- **Ascenseur** : Élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I. 3. Les règlements et les normes utilisés :

- CBA 93.
- RPA 99 / version 2003
- BAEL 91/version 99.
- DTR B.C.2.2.33.2
- DTR BC.2.2

I. 4. Caractéristiques des matériaux :

I. 4. 1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

I. 4. 2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre e 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $i < 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA (Art, A.2.1.1.1).**

✓ Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

✓ Béton de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j}$ Pour $f_{c28} > 40$ Mpa

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 Mpa.
- Lorsque : $j \geq 60$, on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$, avec $f_{c28} = 25$ Mpa

I. 4. 3. Résistance caractéristique du béton à traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa } \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet :

$$f_{c28} = 28 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

I. 4. 4. contrainte-déformations :

a) État limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.4.1).}$$

f_{bu} : Contrainte ultime de béton en compression

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

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraînent la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

I.4.5. Contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 3.24 MPa$$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$

➤ Pour $f_{c28} = 25 MPa \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 2.5 MPa$

I.4.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- **À court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \rightarrow E_{ij} = 32164.2 MPa$$

- **À long terme :**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.2).}$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \rightarrow E_{vj} = 10818.86 MPa$$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

- **Le module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivant :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec :}$$

$$(\nu = 0) \quad \Rightarrow \quad G = 0,5 \times E_{ij} \quad \text{À l'ELU}$$

$$(\nu = 0,2) \quad \Rightarrow \quad G = 0,42 \times E_{ij} \quad \text{À l'ELS}$$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2.10^5 MPa$

On utilise dans notre ouvrage :

- Aciers à haute adhérence (H.A) : FeE400 → armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (R.L) : FeE215 → étriers, cadres, épingles,...etc.
- Aciers treillis soudés (T.S) : FeE500 → dalles de compression.

I.4.7. Contraintes de calcul aux états limites :**a) État limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec $\varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$ telque :

$\gamma_s = 1.15$ pour situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour situation accidentelle

$\varepsilon_s =$ Allongement relatif

$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

b) État limite de service (ELS) :**Selon le BAEL91 :**

La limite des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de fissuration.

1- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2- Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min [2/3 \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3- Fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

$$\sigma_s \leq \min [1/2 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \quad \text{CBA 93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre II

Pré dimensionnement

Introduction :

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité. L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- ✚ Éléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère.
- ✚ Éléments structuraux : Poutres, poteaux et voiles.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91, CBA93, RPA99version2003 et les différents DTR.

II .1. Pré dimensionnement des éléments**II .1.1. Éléments non structuraux****II .1.1. 1. Les Planchers**

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et ceux à usages d'habitations.
- Plancher à dalle pleine pour ceux de RDC et entresol, car ces deux niveaux sont des locaux à usage commercial qui ont une forte surcharge d'exploitation et aussi pour les balcons.
- ❖ **Plancher à corps creux**

Par conséquent le **CBA 93** recommande que la hauteur de plancher à corps creux est donnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

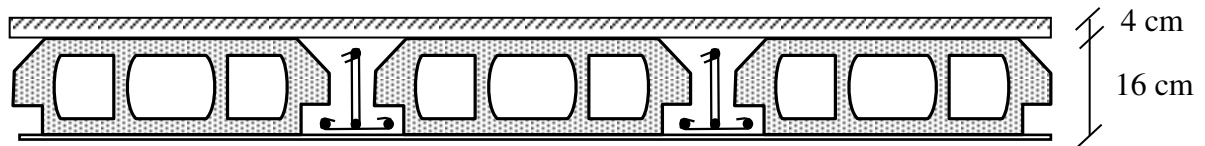
- ✓ h_t : La hauteur totale du plancher.
- ✓ L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a: $L_{\max} = 4.60 - 0.4 = 4.20 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5}$

Donc : $h_t \geq 18.66 \text{ cm}$

Alors, on adopte un plancher de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$ avec :

- ✓ $h_{cc} = 16 \text{ cm}$: La hauteur du corps creux.
- ✓ $h_{dac} = 4 \text{ cm}$: La hauteur de la dalle de compression.



Plancher à corps creux

Fig.II.1. Schéma d'un plancher à corp creux.

❖ Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale à :

$$h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la relation suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

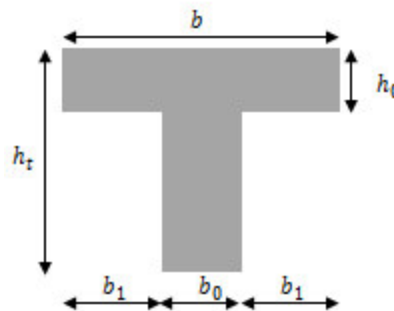


Fig.II.2. Schéma d'une poutrelle.

Avec :

l_x : L'entraxe des poutrelles, ($l_x = 55 \text{ cm}$).

l_y : La distance minimale entre nus d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles,

$$(l_y = l_{min} = 285 - 40 = 245 \text{ cm})$$

h_t : Hauteur totale de la poutrelle.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

B : Largeur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure, la valeur de b_0 est prise entre 8 et 12 cm.

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{245}{10}\right) \right] + 10 \Rightarrow b \leq 59 \text{ cm}$$

Soit : $b = 55 \text{ cm}$

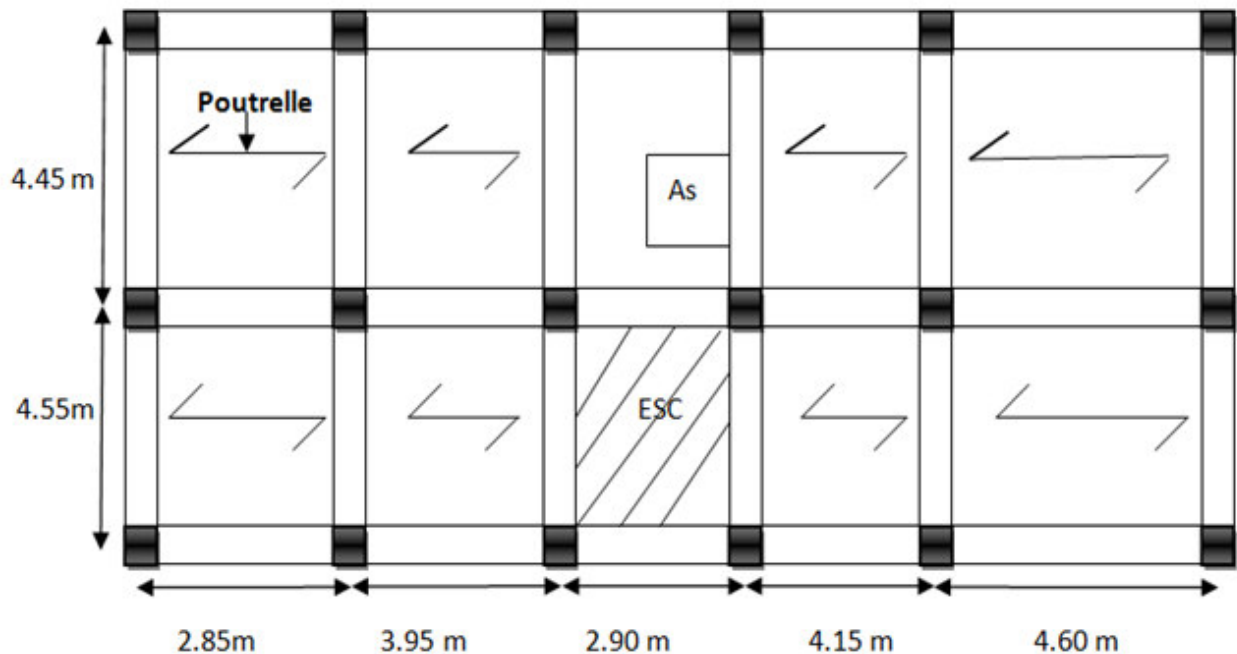


Fig.II.3. Schéma de disposition des poutrelles.

❖ **Plancher à dalle pleine**

Une dalle pleine est un élément porteur, dont deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension (épaisseur). Dans la présente étude, on distingue :

- ✓ Une dalle reposant sur quatre appuis.
- ✓ Une dalle reposant sur trois appuis.
- ✓ Une dalle reposant sur deux appuis.

➤ **Résistance à la flexion**

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour $(\rho \leq 0,4)$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour $(\rho > 0,4)$

Avec : $(\rho = \frac{L_x}{L_y})$

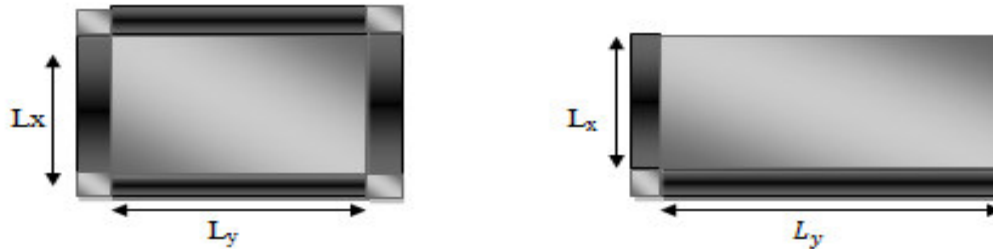
L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Résistance au feu :**

- $e = 7cm$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11cm$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93).
- $e = 17.5cm$ pour quatre heures de coupe-feu.

➤ **Isolation phonique** : $e \geq 13cm$

Pour notre projet les types des dalles pleines sont présentés sur la figure suivant :



Dalle sur quatre appuis (dalle de plancher entre sol)

Dalle sur deux appuis

Fig.II.4. Types des dalles pleines.

- Dalle sur quatre appuis :

$$L_x = 395 \text{ cm } L_y = 400 \text{ cm } \text{ et } \rho = \frac{395}{400} = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$\frac{395}{45} \leq e \leq \frac{395}{40} \Rightarrow 8.77 \leq e \leq 9.87 \text{ cm}$$

- Dalle sur deux appuis :

$$L_x = 120 \text{ cm } L_y = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{340}{30} \Rightarrow 3.25 \leq e \leq 11.33 \text{ cm}$$

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant le critère de feu, d'où on opte pour une épaisseur $e = 14 \text{ cm}$.

II .1.1. 2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

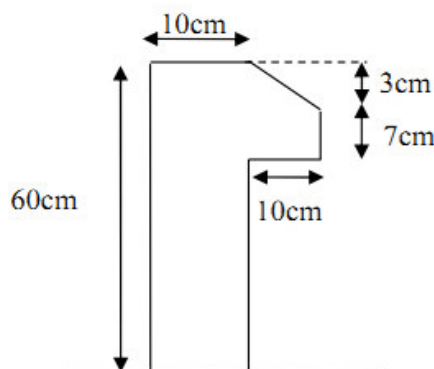


Fig.II.5. Schémas de l'acrotère.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau II.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.16	1.88

II .1.1. 3. Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

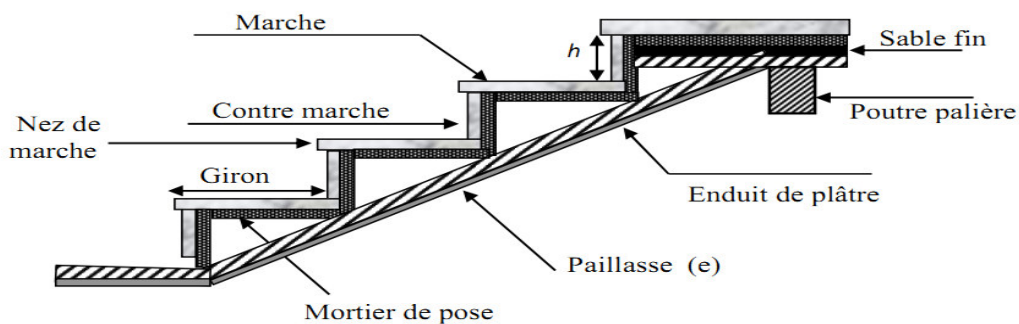


Fig.II.6. Composantes d'un escalier.

Dans notre projet, on distingue trois types d'escaliers :

- Escalier droit à 2 volées pour les niveaux RDC, service et habitation.
- Escalier droit à 3 volées pour le niveau entresol.
- Escalier balancé pour les niveaux RDC et entresol.

❖ **Pré dimensionnement des escaliers**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL : $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

- H : hauteur de la volée.
- L₀ : longueur projetée de la volée.
- n - 1 : nombre de marche.

- n : nombre de contre marche.
- Escalier droit à 2 volées
- Type 01 (habitation et service)

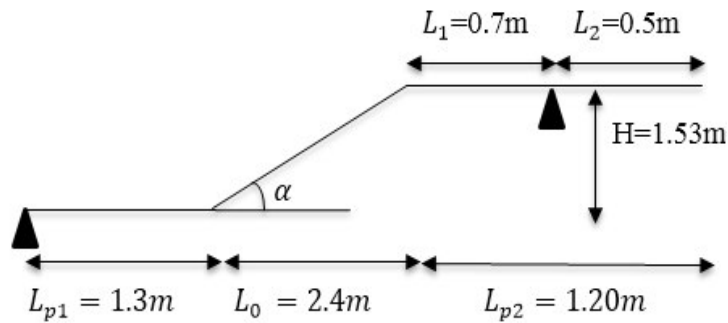


Fig.II.7. Schéma statique de l'escalier habitation et service.

▪ Épaisseur de la pailasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_{p1} + L_1$.

$$L = L_{p1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_1 \Rightarrow$$

$$L = 1.3 + \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} + 0.7 = 4.84m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{484}{30} \leq e \leq \frac{484}{20} \Rightarrow 16.13cm \leq e \leq 24.2cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

▪ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

▪ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

▪ Type 02 (RDC)

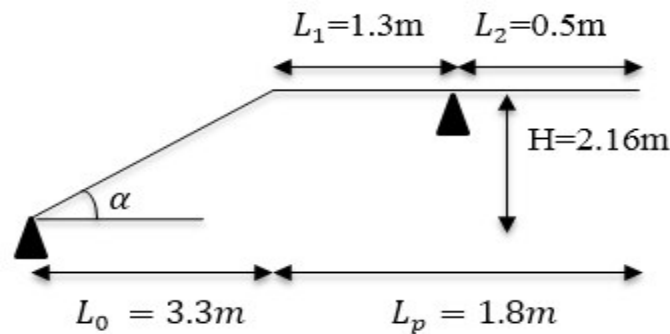


Fig.II.8. Schéma statique de l'escalier RDC.

▪ Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_1$.

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_1 \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{(3.3)^2 + (2.16)^2} + 1.3 = 5.24m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{524}{30} \leq e \leq \frac{524}{20} \Rightarrow 17.48cm \leq e \leq 26.2cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

▪ Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 330 \text{ cm}$; $H = 216 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 216 + 330)n + 2 \times 216 = 0$$

$$64n^2 - 826n + 432 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 12$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 11$.

▪ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{330}{11} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{216}{12} = 18 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

- Escalier droit à 3 volées
- Type 01 (entre sol)

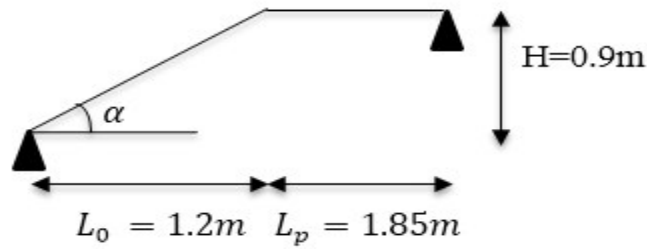


Fig.II.9. Schéma statique de l'escalier entresol.

- Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

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

$$L = 1.85 + \sqrt{(1.20)^2 + (0.9)^2} = 3.35m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{335}{30} \leq e \leq \frac{535}{20} \Rightarrow 11.16cm \leq e \leq 16.75cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 120 \text{ cm}$; $H = 90 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 90 + 120)n + 2 \times 90 = 0$$

$$64n^2 - 364n + 180 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 5$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 4$.

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{90}{5} = 18 \Rightarrow h = 18cm.$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 18cm$.

- Escalier balancé pour les niveaux RDC et entre sol.

➤ Méthode du tracé :

-Tracé la ligne de foulée.

- porter les giron (constant le long de la ligne).
- porter les marches droites.
- Tracer le cercle avec un rayon $R=L$. (avec L c'est la longueur de la marche).
- Joindre d'une ligne de centre avec l'intersection des points(1,2) puis compléter le tracé jusqu'à l'about de la délimitation réservée à la cage d'escalier.

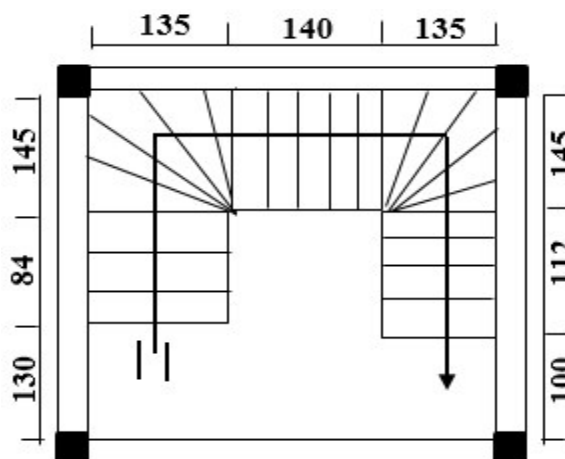


Fig.II.10. Vue en plan de l'escalier balancé.

• Première volée :

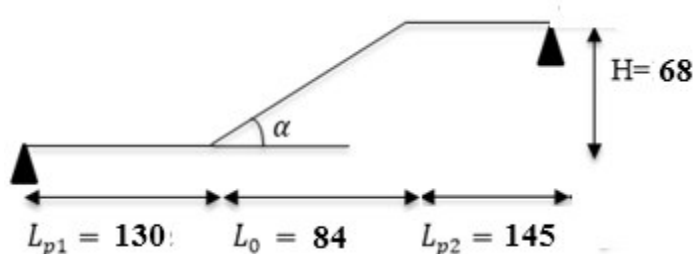


Fig.II.11. Schéma statique de Première volée de l'escalier balancé.

▪ Épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_1$.

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{p1} + L_{p2} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{(0.84)^2 + (0.68)^2} + 1.3 + 1.45 = 3.84m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{383}{30} \leq e \leq \frac{383}{20} \Rightarrow 0.12cm \leq e \leq 0.19cm \end{array} \right.$$

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

On prend : $e = 15 cm$.

▪ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 84 \text{ cm}$; $H = 68 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 84)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 284n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 4$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 3$.

▪ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{84}{3} = 28 \Rightarrow g = 28 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 28 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

• **Deuxième et troisième volée**

✓ **Pour la deuxième volée**

$$e = 12 \text{ cm. } n = 6 \quad g = 28 \text{ cm. } h = 17 \text{ cm.}$$

✓ **Pour la troisième volée**

$$e = 15 \text{ cm. } n = 5 \quad g = 28 \text{ cm. } h = 17 \text{ cm.}$$

II.1.2. Éléments structuraux :

II.1.2.1. Les poutres :

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

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

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée –entre nus d'appuis- dans le sens considéré

➤ **Les poutres principales :**

$$\text{On a : } L_{\max} = (4.55 - 0.50) = 4.05 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } \frac{405}{15} \leq h_p \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h_p \leq 40.5 \text{ cm}$$

Alors on prend : $(b_p, h_p) = (30, 40)$: dimensions de la poutre principale.

✓ **Vérification des conditions du RPA**

- $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.33 < 4$, vérifiée

➤ **Les poutres secondaires**

On a : $L_{max} = (4.60 - 0.4) = 4.2 \text{ m}$.

Donc $\frac{420}{15} \leq h_s \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \text{ cm} \leq h_p \leq 42 \text{ cm}$

Alors on prend : $(b_s, h_s) = (30, 35)$: dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA

- $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.16 < 4$, vérifiée.

➤ **Poutres de chaînages :**

On a : $L_{max} = (4.60 - 0.2) = 4.4 \text{ m}$.

Donc $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$

Alors on prend : $(b, h) = (30, 35)$: dimensions de la poutre de chaînage.

✓ **Vérification des conditions du RPA**

Pour RPA on a :

- $b = 30 \text{ cm}$
- $h \geq \max (15 ; 20) \text{ cm}$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc, on opte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II .1.2.2. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \\ e \geq 15 \text{ cm} \quad \dots \text{RPA99/2003} \\ L \geq 4. e \end{array} \right.$$

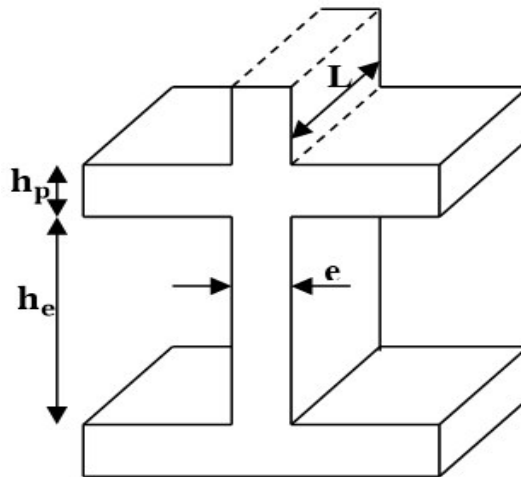


Fig.II.12. Coup sur un voile.

Pour notre projet on a :

▪ Pour RDC

$$h_e = 414 - 20 = 394 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{394}{20} \Rightarrow e \geq 19.7 \text{ cm}$$

▪ Pour les étages courants

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$$

▪ Pour l'entre sol

$$h_e = 324 - 20 = 304 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{304}{20} \Rightarrow e \geq 15.2 \text{ cm}$$

▪ Pour le sous-sol

$$h_e = 352 - 12 = 340 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{340}{20} \Rightarrow e \geq 17 \text{ cm}$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour RDC, l'entresol et sous-sol.} \\ e = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Pour les étages courants.} \end{array} \right.$$

II .1.2.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99V2003 doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\min (b, h) \geq h_e / 20$
- ✓ $0.25 < b/h < 4$

RPA99.V2003 (art7.4.1)

Les sections des poteaux adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge en vérifiant les recommandations de RPA99 ci-dessus :

Tableau II.2. Sections préalables des poteaux.

Étages	Sous-sol, l'entresol et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	Comble
Section (b×h) cm ²	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

II.2. Évaluation des charges « G » et surcharges Q

II.2.1. Plancher terrasse et plancher courant

Tableau II.3. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.

Plancher	Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	5.75	1
Plancher Courant à usage d'habitation Et service	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	2.5 pour le plancher de service
	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	

	<i>Enduit de plâtre</i>	14	0.02	0.28	
	<i>Cloison de distribution</i>	10	0.1	1	
<i>Total</i>	<i>/</i>	<i>/</i>		5.33	<i>/</i>

II .2.2. Plancher à dalle pleine

Tableau II.4. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.

<i>Plancher</i>	<i>Matériaux</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Épaisseurs (m)</i>	<i>Poids G (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Plancher à usage Commercial RDC et Entresol</i>	<i>Revêtement carrelage</i>	22	0.02	0.44	<i>3.5 pour les balcons 5 pour le plancher commercial (RDC et entre sol)</i>
	<i>Mortier de pose</i>	20	0.02	0.4	
	<i>Lit de sable</i>	18	0.02	0.36	
	<i>Dalle pleine</i>	25	0.12	3	
	<i>Enduit en plâtre</i>	14	0.02	0.28	
<i>Total</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	4.48	<i>/</i>

Avec : Q : charges d'exploitations ; G : charges permanentes.

II .2.3. Murs intérieurs et murs extérieurs

Tableau II.5. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.

<i>Type de murs</i>	<i>Matériaux</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Épaisseurs (m)</i>	<i>Poids G (KN/m²)</i>
<i>Murs extérieurs</i>	<i>Enduit de ciment</i>	20	0.02	0.4
	<i>Brique creuse</i>	9	0.15	1.35
	<i>Lame d'aire</i>	<i>/</i>	0.05	<i>/</i>
	<i>Brique creuse</i>	9	0.1	0.9
	<i>Enduit de plâtre</i>	14	0.02	0.28

Total	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	1.46

II .2.4. Les escaliers

- Les paliers :

Tableau II.6. Évaluation des charges du palier (e =20cm).

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.20	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	6.48	2.5

Tableau II.7. Évaluation des charges du palier (e =15cm).

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Épaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	2.5

- Les volets :

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

- Poids de la paille et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos \alpha$

- Poids d'une marche $\gamma \cdot h : /2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :
- Horizontal: $\gamma \cdot e$
- Vertical: $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$.

Tableau II.8. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'étage (service et habitation).

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25/ cos α	0.20	5.92	2.5
Les marches		22	0.17/2	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	9.42	

Tableau II.9. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'étage RDC.

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25/ cos α	0.20	5.97	2.5
Les marches		22	0.18/2	1.98	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	10.89	

Tableau II.10. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée d'entre sol.

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25/ cos α	0.15	4.68	2.5
Les marches		22	0.18/2	1.98	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	9.60	

II .3. 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 [DTR B.C.22]**

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.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- Sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage ($i= 3$) : $Q_0+0.90 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

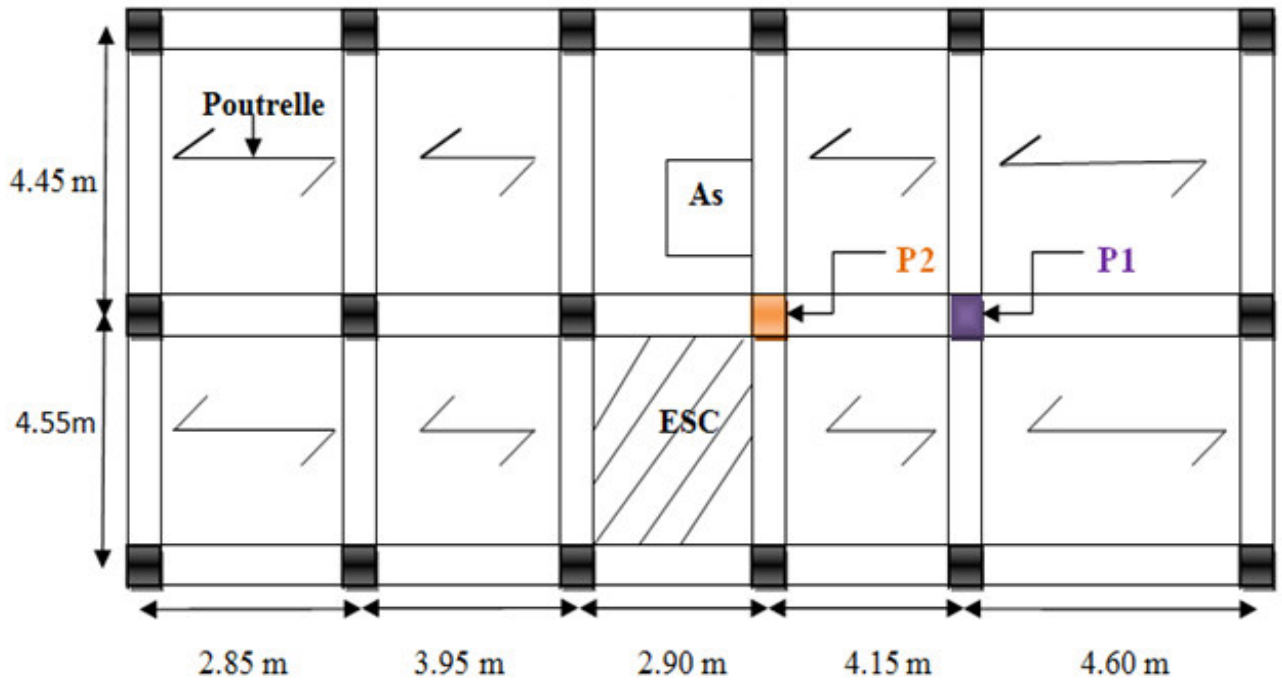


Fig.II.13. Schéma de repérage des poteaux P1 et P2.

II .3.1. Descente de charge pour le poteau P1 :

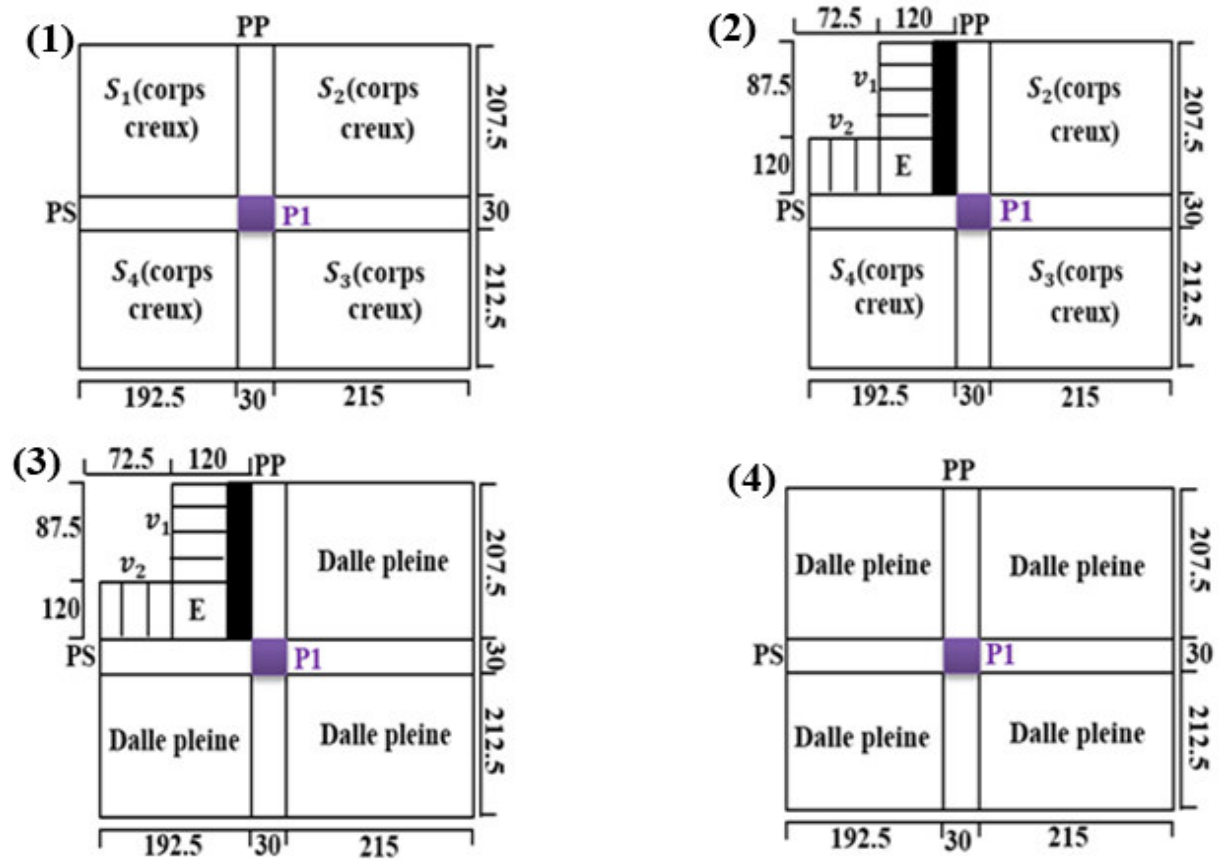


Fig.II.14. Surface qui revient au poteau P1.

Tel que :

- (1) : Niveau d'étage courant et terrasse inaccessible.
- (2) : Niveau de service.
- (3) : Niveau de RDC.
- (4) : Niveau d'entresol.

PP : poutre principale (30*40)

PS : poutre secondaire (30*35)

Pb : poutre brisé (30*35) ; E : Escalier

II .3.1. 1. Calcul de la Surface afférente au niveau d'étage courant et entresol

▪ Au niveau de terrasse inaccessible et habitation et entresol

- Pour la charge permanente

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 3.99 + 4.46 + 4.56 + 4.09$$

$$S = 17.1 \text{ m}^2$$

- Pour la charge d'exploitation

$$S = (2.075 + 0.30 + 2.125) \times (1.925 + 0.30 + 2.15) = 19.68 \text{ m}^2$$

▪ Au niveau de service et RDC

- Pour la charge permanente (corps creux)

$$S = 17.1 - 3.99 = 13.11 \text{ m}^2$$

- Pour la charge d'exploitation

$$S = 19.68 - 3.99 = 15.69 \text{ m}^2$$

II .3.1. 2. Calcul le poids propre des éléments revenants au poteau P1

➤ Poids des poutres

$$L_{PP} = 4.4 \text{ m} ; L_{PS} = 4.375 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 25 \times (b \times h_{pp}) \times L_{PP} \Rightarrow G_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.4 = 13.2 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times (b \times h_{ps}) \times L_{PS} \Rightarrow G_{PS} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 4.375 = 11.48 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = G_{PP} + G_{PS} \Rightarrow G_{poutres} = 13.2 + 11.48 = 24.68 \text{ KN}$$

➤ Poids des planchers

• Terrasse inaccessible

$$G_{terrasse} = 5.75 \times 17.1 = 98.32 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 1 \times 19.68 = 19.68 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage habitation**

$$G_{\text{étage courant}} = 5.33 \times 17.1 = 91.14 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \times 19.68 = 29.52 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage commercial (entresol et RDC des planchers à dalle pleine)**

$$G_{\text{entresol}} = (17.1 \times 4.48) = 76.6 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{entresol}} = (19.68 \times 5) = 98.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 4.48 \times 13.11 = 58.73 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \times 15.69 = 78.45 \text{ KN}$$

- **plancher d'étage service (Corps creux)**

$$G_{\text{service}} = 5.33 \times 13.11 = 69.87 \text{ KN}$$

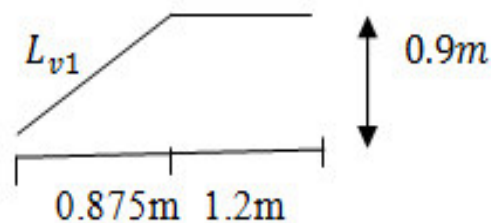
$$Q_{\text{service}} = 2.5 \times 15.69 = 39.22 \text{ KN}$$

➤ **Poids des escaliers**

- **Poutre brisé**

$$G_{\text{pb}} = 25 \times (b \times h_{\text{pb}}) \times L_{\text{pb}} \Rightarrow G_{\text{pb}} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 2.075 = 5.45 \text{ KN}$$

- **La volée v_1**



$$L_{v1} = \sqrt{(0.875)^2 + (0.9)^2} \Rightarrow L_{v1} = 1.25 \text{ m}$$

$$S_{V1} = 1.2 \times 1.25 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$S_{p1} = 1.2 \times 1.2 = 1.44 \text{ m}^2$$

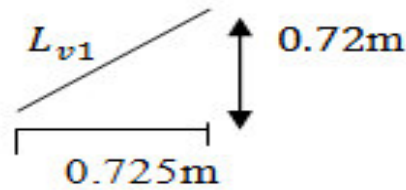
$$G = (G_V \times S_{V1}) + (G_P \times S_{p1})$$

$$G = (9.42 \times 1.5) + (6.48 \times 1.44) = 23.46 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_{V1}) + (Q_P \times S_{p1})$$

$$Q = (2.5 \times 1.5) + (2.5 \times 1.4) = 7.35 \text{ KN}$$

- La volée v_2



$$L_{v2} = \sqrt{(0.725)^2 + (0.72)^2} \Rightarrow L_{v1} = 1.02\text{m}$$

$$S_{v2} = 1.2 \times 1.02 = 1.22\text{m}^2$$

$$G = (G_v \times S_{v2}) \Rightarrow G = (9.42 \times 1.22) = 11.5 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_v \times S_{v2}) \Rightarrow Q = (2.5 \times 1.22) = 3.05 \text{ KN}$$

$$G_{escaliers} = G_{v1} + G_{v2} + G_{pb} \Rightarrow G_{escaliers} = 23.46 + 11.5 + 5.45 = 40.41 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux**

La section des poteaux adopte préalablement sont défini ci-après poids propre des poteaux est :

Le poids propre des poteaux est donné par la relation suivante

$$P = 25 \times S \times h_e$$

Avec : S c'est la Surface du poteau ($b \times h$) ; h_e : Hauteur libre d'étage.

Tableau II.11. Poids propre des poteaux.

Étages	Sous-sol	L'entresol	RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	Comble
Section cm ²	50×50	50×50	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
Surface (m ²)	0.25	0.25	0.25	0.20	0.16	0.12	0.09
Poids (KN)	14.81	19	24.62	14.3	11.44	8.72	6.43

II .3.1. 3. La loi de dégression des charges d'exploitation :

$$N = Q \times S_{afférente}$$

$$N_1 : Q_0 = 19.68 \text{ KN.}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 49.2 \text{ KN.}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 75.76 \text{ KN.}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 99.38 \text{ KN.}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 120.048 \text{ KN.}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 137.76 \text{ KN.}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 152.52 \text{ KN.}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 167.28 \text{ KN.}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 182.04 \text{ KN.}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 196.8 \text{ KN.}$$

$$N_{11} : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{ser}) = 217.86 \text{ KN.}$$

$$N_{12} : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{ser} + Q_{RDC}) = 263.63 \text{ KN.}$$

$$N_{13} : Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{ser} + Q_{RDC} + Q_{entre\ sol}) = 320.77 \text{ KN.}$$

II.3.1.4. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P1 :

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge sur le poteau P1 :

Tableau II.12. Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse (16+4) cm	98.32	
	Poutres	24.68	
	Poteau	8.72	
	Total	131.72	19.68
N ₂	Venant de N ₁	131.72	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	8.72	
	Total	256.26	49.2

N ₃	Venant de N ₂	256.26	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	8.72	
	Total	380.8	75.76
N ₄	Venant de N ₃	380.8	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	Poteau	8.72	
	Total	505.34	99.38
N ₅	Venant de N ₄	505.34	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	
	Total	632.6	120.048
N ₆	Venant de N ₅	632.6	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	
	Total	759.86	137.76
N ₇	Venant de N ₆	759.86	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	
	Total	887.12	152.52
N ₈	Venant de N ₇	887.12	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	14,3	
	Total	1017.24	167.28
N ₉	Venant de N ₈	1017.24	
	Plancher étage courant (16+4) cm	91.14	
	Poutres	24.68	
	poteau	14,3	

	<i>Total</i>	1147.36	182.04
N10	<i>Venant de N₉</i>	1147.36	
	<i>Plancher étage courant (16+4) cm</i>	91.14	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	14,3	
	<i>Total</i>	1277.48	196.8
N11	<i>Venant de N₁₀</i>	1277.48	
	<i>Plancher étage service (16+4) cm</i>	68.87	
	<i>Escalier</i>	40.41	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	24.62	
	<i>Total</i>	1436.06	217.86
N12	<i>Venant de N₁₁</i>	1436.06	
	<i>Plancher RDC (dalle pleine) e=12 cm</i>	58.73	
	<i>Escalier</i>	40.41	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	19	
	<i>Total</i>	1589.02	263.63
N13	<i>Venant de N₁₂</i>	1589.02	
	<i>Plancher entresol (dalle pleine) e=12 cm</i>	76.64	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	14.81	
	<i>Total</i>	1705.15	320.77

D'après le tableau on trouve :

$$N_{u1} = 1.35G_t + 1.5Q_t = 2783.10 \text{ KN.}$$

$$N_{S1} = G_t + Q_t = 2025.92 \text{ KN.}$$

II .3.2. Descente de charge pour le poteau P2

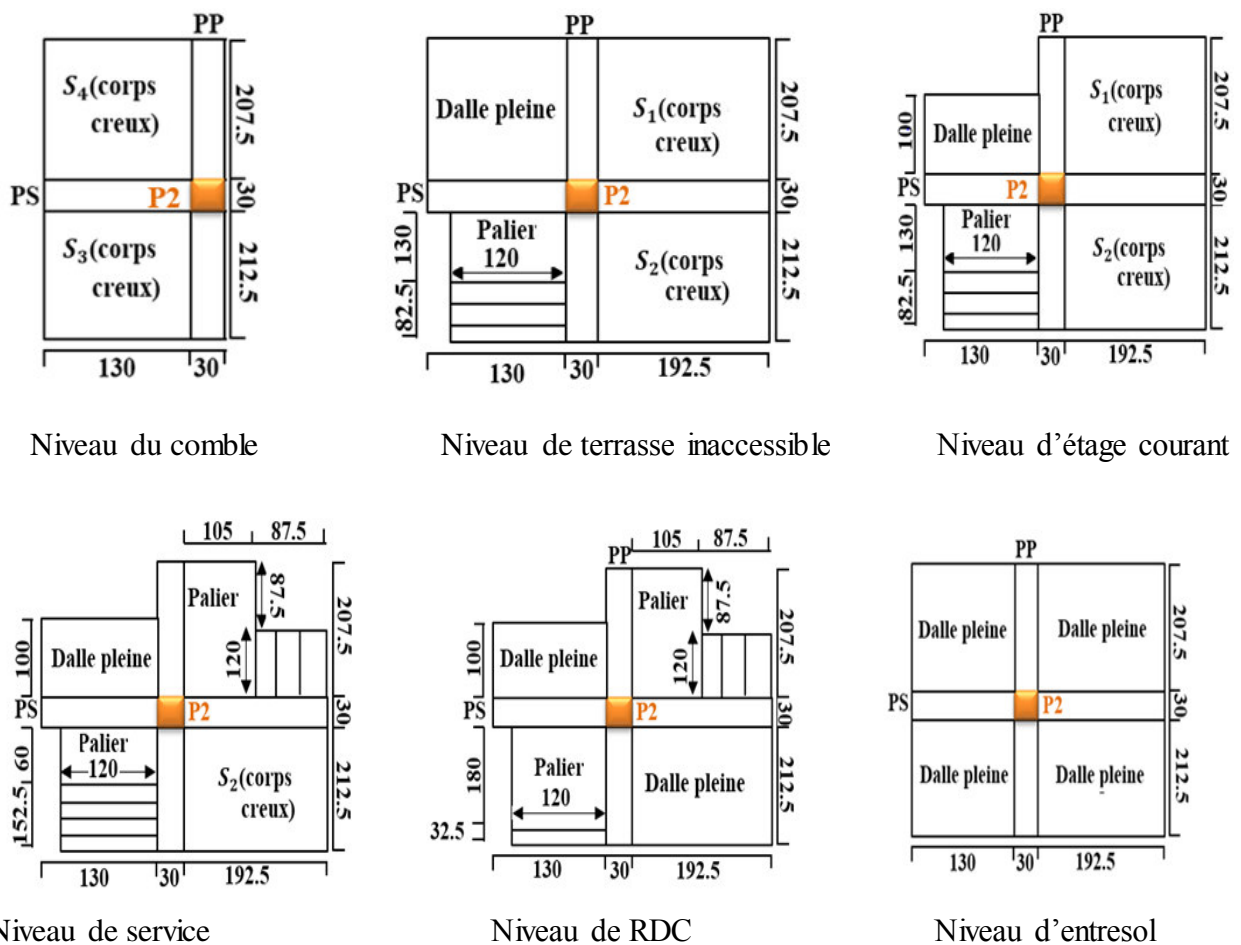


Fig.II.15. Surface qui revient au poteau P2.

PP : poutre principale (30*40)

PS : poutre secondaire (30*35)

Pb : poutre brisé (30*35)

II .3.2. 1. Calcul de la surface afférente

- Au niveau du comble (corps creux)

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3 + 0.3) \times (2.125 + 0.3 + 2.075) = 7.2 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (2.125 \times 1.3) + (2.075 \times 1.3) = 5.46 \text{ m}^2$$

- Au niveau de terrasse inaccessible

▪ Corps creux

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.925 + 0.3) \times (0.3 + 2.125 + 2.075) = 10.01 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.925 \times 2.125) + (1.925 \times 2.075) = 8.085 \text{ m}^2$$

- Dalle pleine

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3+0.3) \times (2.075+0.3) = 3.8 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.3 \times 2.075) = 2.70 \text{ m}^2$$

- Au niveau d'étage courant

- Corps creux

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.925+0.3) \times (0.3 + 2.125+2.075) = 10.01 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.925 \times 2.125) + (1.925 \times 2.075) = 8.085 \text{ m}^2$$

- Dalle pleine

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3 \times 1.6) = 2.08 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.3 \times 1) = 1.3 \text{ m}^2$$

- Au niveau de service et RDC

- Corps creux

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.925+0.3) \times (0.3 + 2.125) = 5.40 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.925 \times 2.125) = 4.09 \text{ m}^2$$

- Dalle pleine

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3 \times 1) = 1.3 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.3 \times 1.6) = 2.08 \text{ m}^2$$

- Au niveau de RDC

- Dalle pleine

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.925+0.3) \times (0.3 + 2.125) = 5.40 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.925 \times 2.125) = 4.09 \text{ m}^2$$

- Dalle pleine

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3 \times 1) = 1.3 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (1.3 \times 1.6) = 2.08 \text{ m}^2$$

- Au niveau d'entresol (plancher à dalle pleine)

Pour la charge d'exploitation

$$S = (1.3 + 0.3 + 1.925) \times (2.125 + 0.3 + 2.075) = 15.86 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente

$$S = (2.125 \times 1.3) + (2.125 \times 1.925) + (2.075 \times 1.3) + (2.075 \times 1.925) = 13.55 \text{ m}^2$$

II .3.2. 2. Calcul le poids propre des éléments revenants au poteau P1

➤ Poids des poutres

- Pour le comble :

$$L_{PP} = 4.5 \text{ m}; L_{PS} = 1.6 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 25 \times (b \times h_{pp}) \times L_{PP} \Rightarrow G_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.5 = 13.5 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times (b \times h_{ps}) \times L_{PS} \Rightarrow G_{PS} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 1.6 = 4.2 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = G_{PP} + G_{PS} \Rightarrow G_{poutres} = 13.5 + 4.2 = 17.7 \text{ KN}$$

- Pour les autres niveaux :

$$L_{PP} = 4.5 \text{ m}; L_{PS} = 3.525 \text{ m}$$

$$G_{PP} = 25 \times (b \times h_{pp}) \times L_{PP} \Rightarrow G_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.5 = 13.5 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times (b \times h_{ps}) \times L_{PS} \Rightarrow G_{PS} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.525 = 9.25 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = G_{PP} + G_{PS} \Rightarrow G_{poutres} = 13.5 + 9.25 = 22.75 \text{ KN}$$

➤ Poids des planchers

• Au niveau du comble :

$$G_{comble} = 5.75 \times 5.46 = 31.4 \text{ KN}$$

$$Q_{comble} = 1 \times 7.2 = 7.2 \text{ KN}$$

• Terrasse inaccessible :

▪ Corps creux

$$G_{terrasse} = 5.75 \times 8.085 = 46.5 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 1 \times 10.01 = 10.01 \text{ KN}$$

▪ Dalle pleine

$$G_{terrasse} = 4.48 \times 2.70 = 12.09 \text{ KN}$$

$$Q_{terrasse} = 3.5 \times 3.8 = 13.3 \text{ KN}$$

• Plancher d'étage courant :

▪ Corps creux

$$G_{étage\ courant} = 8.08 \times 5.33 = 43.06 \text{ KN}$$

$$Q_{étage\ courant} = 1.5 \times 10.01 = 15.01 \text{ KN}$$

▪ Dalle pleine

$$G_{étage\ courant} = 4.48 \times 1.3 = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{étage\ courant} = 3.5 \times 2.08 = 7.28 \text{ KN}$$

• Plancher de service :

▪ Corps creux

$$G_{service} = 4.09 \times 5.33 = 21.8 \text{ KN}$$

$$Q_{service} = 2.5 \times 5.40 = 13.5 \text{ KN}$$

▪ Dalle pleine

$$G_{service} = 4.48 \times 1.3 = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{service} = 2.5 \times 2.08 = 5.2 \text{ KN}$$

• Plancher RDC :

▪ Corps creux

$$G_{RDC} = 4.09 \times 4.48 = 18.32 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 5 \times 5.40 = 27 \text{ KN}$$

▪ Dalle pleine

$$G_{RDC} = 4.48 \times 1.3 = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 5 \times 2.08 = 10.4 \text{ KN}$$

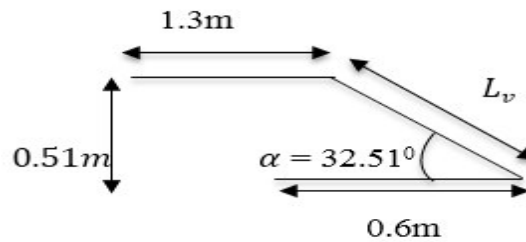
- Plancher d'entresol (plancher à dalle pleine) :

$$G_{entresol} = 4.48 \times 13.55 = 60.7 \text{ KN}$$

$$Q_{entresol} = 5 \times 15.86 = 79.3 \text{ KN}$$

- Poids des escaliers :

- Escalier d'étage courant et terrasse inaccessible



$$\alpha = 32.51^\circ$$

$$L_V = \frac{0.6}{\cos(32.51)} \Rightarrow L_V = 0.71 \text{ m}$$

$$S_V = 0.71 \times 1.2 = 0.85 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1.3 \times 1.2 = 1.56 \text{ m}^2$$

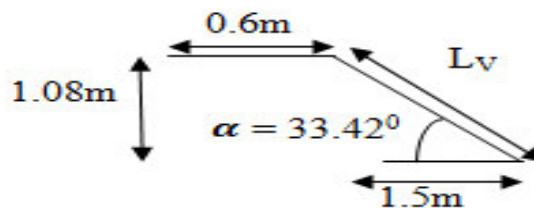
$$G = (G_V \times S_V) + (G_P \times S_P)$$

$$G = (9.42 \times 0.85) + (6.48 \times 1.56) = 18.11 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_V) + (Q_P \times S_P)$$

$$Q = (2.5 \times 0.85) + (2.5 \times 1.56) = 6.02 \text{ KN}$$

- Escalier d'étage service



$$\alpha = 33.42^\circ$$

$$L_V = \frac{1.5}{\cos(33.42)} \Rightarrow L_V = 1.79 \text{ m}$$

$$S_V = 1.79 \times 1.2 = 2.15 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0.6 \times 1.2 = 0.72 \text{ m}^2$$

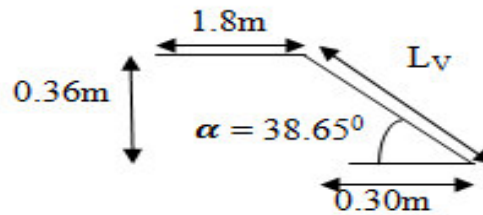
$$G = (G_V \times S_V) + (G_P \times S_P)$$

$$G = (9.42 \times 2.15) + (6.48 \times 0.72) = 24.91 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_V) + (Q_P \times S_P)$$

$$Q = (2.5 \times 2.15) + (2.5 \times 0.72) = 7.17 \text{ KN}$$

- Escalier d'étage RDC



$$\alpha = 38.65^\circ$$

$$L_V = \frac{0.30}{\cos(38.65)} \Rightarrow L_V = 0.38 \text{ m}$$

$$S_V = 1.2 \times 0.38 = 0.45 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1.8 \times 1.2 = 2.16 \text{ m}^2$$

$$G = (G_V \times S_V) + (G_P \times S_P)$$

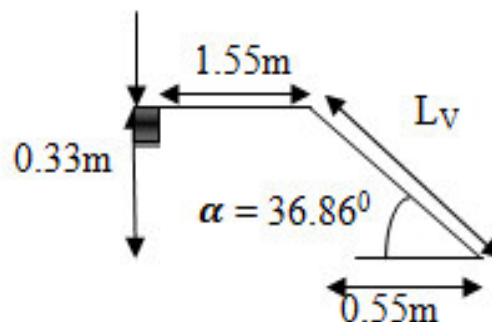
$$G = (9.42 \times 0.45) + (6.48 \times 2.16) = 18.23 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_V) + (Q_P \times S_P)$$

$$Q = (2.5 \times 0.45) + (2.5 \times 2.16) = 6.52 \text{ KN}$$

- Escalier de niveau entre sol

(Poutre palière (30*35))



$$\alpha = 36.86^\circ$$

$$L_V = \frac{0.55}{\cos(36.86)} \Rightarrow L_V = 0.68 \text{ m}$$

$$S_V = 1.2 \times 0.68 = 0.81 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1.55 \times 1.2 = 1.86 \text{ m}^2$$

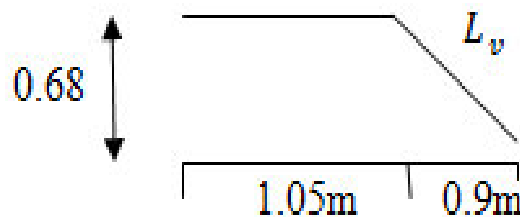
$$G = (G_V \times S_V) + (G_P \times S_P) + G_{\text{poutre palière}}$$

$$G = (8.29 \times 0.81) + (5.23 \times 1.86) + (25 \times 0.30 \times 0.35 \times 1.3) = 19.85 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_V) + (Q_P \times S_P)$$

$$Q = (2.5 \times 0.81) + (2.5 \times 1.86) = 6.67 \text{ KN}$$

- Escalier balancé pour les niveaux RDC et entresol



$$L_V = \sqrt{(0.9)^2 + (0.68)^2} \Rightarrow L_V = 1.13 \text{ m}$$

$$S_V = 1.2 \times 1.13 = 1.35 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1.05 \times 2.075 = 2.178 \text{ m}^2$$

$$G = (G_V \times S_V) + (G_P \times S_P) \Rightarrow G = (8.29 \times 1.35) + (5.23 \times 2.178) = 22.58 \text{ KN}$$

$$Q = (Q_V \times S_V) + (Q_P \times S_P) \Rightarrow Q = (2.5 \times 1.35) + (2.5 \times 2.178) = 8.82 \text{ KN}$$

II .3.2. 3. La loi de dégression des charges d'exploitation :

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_1 : Q_0 = 7.2 \text{ KN.}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 30.51 \text{ KN.}$$

$$N_3 : Q_0 + Q_1 + Q_2 = 37.71 \text{ KN.}$$

$$N_4 : Q_0 + Q_1 + 0.95(Q_2 + Q_3) = 72.88 \text{ KN.}$$

$$N_5 : Q_0 + Q_1 + 0.90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 90.72 \text{ KN.}$$

$$N_6 : Q_0 + Q_1 + 0.85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 106.33 \text{ KN.}$$

$$N_7 : Q_0 + Q_1 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 119.71 \text{ KN.}$$

$$N_8 : Q_0 + Q_1 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 130.69 \text{ KN.}$$

$$N_9 : Q_0 + Q_1 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 142.01 \text{ KN.}$$

$$N_{10} : Q_0 + Q_1 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 153.16 \text{ KN.}$$

$$N_{11} : Q_0 + Q_1 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 164.31 \text{ KN.}$$

$$N_{12} : Q_0 + Q_1 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{service}) = 173.12 \text{ KN.}$$

$$N_{13} : Q_0 + Q_1 + (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{service} + Q_{RDC}) = 193.92 \text{ KN.}$$

$$N_{14} : Q_0 + Q_1 + (Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{service} + Q_{RDC} + Q_{entre\ sol}) = 240.6 \text{ KN.}$$

II .3.2. 4. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P2 :

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge sur le poteau P2

Tableau II.13. Descente de charge du poteau P2.

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher de comble (16+4) cm	31.4	
	Poutres	17.7	
	Poteau	6.43	
	Total	55.53	19.68
N ₂	Venant de N ₁	55.53	
	Plancher terrasse (16+4) cm	58.6	
	Poutres	22.75	
	poteau	8.72	
	Escalier	18.11	
	Total	163.71	49.2

N ₃	Venant de N ₂	165.27	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	poteau	8.72	
	Escalier	18.11	
	Total	264.12	75.76
N ₄	Venant de N ₃	267.24	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	Poteau	8.72	
	Escalier	18.11	
	Total	364.53	99.38
N ₅	Venant de N ₄	369.21	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	poteau	8.72	
	Escalier	18.11	
	Total	464.94	120.048
N ₆	Venant de N ₅	471.18	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	
	Escalier	18.11	
	Total	568.07	137.76
N ₇	Venant de N ₆	575.87	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	
	Escalier	18.11	
	Total	671.2	152.52
N ₈	Venant de N ₇	680.56	
	Plancher étage courant (16+4) cm	48.9	
	Poutres	24.68	
	poteau	11.44	

	<i>Escalier</i>	18.11	
	<i>Total</i>	774.33	167.28
N9	<i>Venant de N₈</i>	785.25	
	<i>Plancher étage courant (16+4) cm</i>	48.9	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	14.3	
	<i>Escalier</i>	18.11	
	<i>Total</i>	880.32	182.04
N10	<i>Venant de N₉</i>	892.8	
	<i>Plancher étage courant (16+4) cm</i>	48.8	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	14.3	
	<i>Escalier</i>	18.11	
	<i>Total</i>	986.21	196.8
N11	<i>Venant de N₁₀</i>	1000.25	
	<i>Plancher étage courant (16+4) cm</i>	48.8	
	<i>Escalier</i>	40.41	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	14.3	
	<i>Escalier</i>	18.11	
<i>Total</i>	1132.61	217.86	
N12	<i>Venant de N₁₁</i>	1148.11	
	<i>Plancher étage service (16+4) cm</i>	27.62	
	<i>Escalier</i>	40.41	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	24.62	
	<i>Escalier</i>	47.5	
<i>Total</i>	1297.44	263.63	
N13	<i>Venant de N₁₂</i>	1312.94	
	<i>Plancher entresol (dalle pleine) e=12 cm</i>	27.62	
	<i>Poutres</i>	24.68	
	<i>poteau</i>	19	
	<i>Escalier</i>	40.81	
	<i>Total</i>	1409.55	320.77

N14	Venant de N ₁₃	1425.05	
	Plancher entresol (dalle pleine) e=12 cm	60.7	
	Poutres	24.68	
	poteau	14.81	
	Escalier	19.85	
	Total	1529.59	320.77

$$N_{U2} = 1.35G_t + 1.5Q_t = 2546.10 \text{ KN. ; } N_{S2} = G_t + Q_t = 1850.36 \text{ KN.}$$

On a : $N_{U1} > N_{U2}$, donc le poteau le plus sollicité est P1.

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U à 10%, telle que :

$$N_U = 1.1 \times 2783.10 = 3061.41 \text{ KN}$$

II .4.Vérification le poteau le plus sollicité

II .4.1.Vérification à la compression simple (résistance) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$$

Avec B est la section de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.14. Résultats de vérification à la compression simple.

Niveaux	G(KN)	Q(KN)	N _u (KN)	B _{cal} (m ²)	B _{adop} (m ²)	Observation
10 ^{ème} étage	131.72	19.68	228.07	0.016	0.12	vérifié
9 ^{ème} étage	256.26	49.2	461.72	0.032	0.12	Vérifiée
8 ^{ème} étage	380.8	75.76	690.5	0.048	0.12	Vérifiée
7 ^{ème} étage	505.34	99.38	914.4	0.064	0.12	Vérifiée
6 ^{ème} étage	632.6	120.048	1150.7	0.080	0.16	Vérifiée
5 ^{ème} étage	759.86	137.76	1355.7	0.095	0.16	Vérifiée
4 ^{ème} étage	887.12	152.52	1569.03	0.110	0.16	Vérifiée

3 ^{ème} étage	1017.24	167.28	1810.96	0.127	0.20	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1147.36	182.04	2004.19	0.141	0.20	vérifiée
1 ^{ère} étage	1277.48	196.8	2221.8	0.156	0.20	Vérifiée
RDC	1436.06	217.86	2265.47	0.158	0.25	Vérifiée
L'entresol	1589.02	263.63	2794.68	0.196	0.25	Vérifiée
Sous-sol	1705.15	320.77	3061.4	0.215	0.25	Vérifiée

II .4.2.Vérification de stabilité de forme (flambement)

D'après le CBA93 (Art B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_U}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}. \text{ Tel que :}$$

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.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{Si } \lambda < 50 ; \alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda > 50 ; \text{ et } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.583\text{m}$) i : Rayon de giration.

Les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.15. Résultats de vérification au flambement pour le poteau P1

Niveaux	$N_u(KN)$	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$I(m^4) \times 10^{-3}$	$i(m)$	λ	α	$B_r(m^2)$	$B_{r\ adop}(m^2)$
10 ^{ème} étage	228.07	2.66	1.862	1.25	0.10	18.62	0.80	0.01	0.11
9 ^{ème} étage	461.72	2.66	1.862	1.25	0.10	18.62	0.80	0.02	0.11
8 ^{ème} étage	690.5	2.66	1.862	1.25	0.10	18.62	0.80	0.03	0.11
7 ^{ème} étage	914.4	2.66	1.862	1.25	0.10	18.62	0.80	0.05	0.11
6 ^{ème} étage	1150.7	2.66	1.862	2.13	0.12	15.51	0.81	0.06	0.14
5 ^{ème} étage	1355.7	2.66	1.862	2.13	0.12	15.51	0.81	0.07	0.14
4 ^{ème} étage	1569.03	2.66	1.862	2.13	0.12	15.51	0.81	0.08	0.14
3 ^{ème} étage	1810.96	2.66	1.862	3.41	0.13	14.32	0.82	0.09	0.18
2 ^{ème} étage	2004.19	2.66	1.862	3.41	0.13	14.32	0.82	0.10	0.18
1 ^{ère} étage	2221.8	2.66	1.862	3.41	0.13	14.32	0.82	0.12	0.18
RDC	2265.47	3.74	2.618	5.20	0.14	18.7	0.80	0.13	0.23
L'entresol	2794.68	2.84	1.988	5.20	0.14	14.2	0.82	0.15	0.23
Sous-sol	3061.4	2.12	1.484	5.20	0.14	10.6	0.83	0.16	0.23

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II .4.3.Vérification des conditions de RPA99 V.2003 :

Tableau II.16. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau P1.

poteaux	(50×50) cm ²	(50×50) cm ²	(50×50) cm ²	(45×45) cm ²	(40× 40) cm ²	(35×35) cm ²
$\min (b ; h) \geq 25\ cm$	50	50	50	45	40	35
$\min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$	10.6	14.2	18.7	13.3	13.3	13.3
$0.25 \leq b/h \leq 4$	1	1	1	1	1	1
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II .4.4.Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Les Résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.17. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section	$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	v	observation
Sous-sol, L'entresol et RDC	(50×50)	2500	2783.10	0.445	Nom vérifiée
1 ^{ère} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(45×45)	2025	2019.79	0.4	Nom vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	(40× 40)	1600	1426.39	0.35	Nom vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	(35×35)	1225	831.27	0.27	Vérifiée

Les conditions de l'effort normal réduit ne sont pas vérifiées, donc on doit redimensionner les poteaux selon la vérification à l'effort normal réduit.

Tableau II.18. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section	$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	v	observation
Sous-sol et entresol	(65×65)	4225	2900.90	0.27	Vérifiée
RDC et 1 ^{ère} étages	(60×60)	3600	2351.79	0.26	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(55×55)	3025	1878.318	0.24	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	(50×50)	2500	1462.95	0.23	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	(45×45)	2025	1053.27	0.20	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	(40×40)	1600	635.064	0.15	Vérifiée
10 ^{ème} étages	(35 ×35)	1225	207.342	0.067	Vérifiée

Conclusion :

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

✓ Pour les sections des poteaux adoptés sont :

- ❖ *Sous-sol et entresol* : $(65 \times 65) \text{ cm}^2$
- ❖ *RDC et 1^{ère} étages* : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
- ❖ *2^{ème} et 3^{ème} étages* : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ❖ *4^{ème} et 5^{ème} étages* : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ❖ *6^{ème} et 7^{ème} étages* : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ❖ *8^{ème} et 9^{ème} étages* : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ *10^{ème} étages* : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

✓ Pour les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$; *Poutres secondaires* : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre III

Étude des éléments secondaires

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérés, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.1. Planchers à corps creux**III.1.1. Étude des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes : Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de Caquot minoré.

a. Méthode forfaitaire (MF)

Cette méthode permet de calculer forfaitairement les sollicitations internes dans les poutrelles, elles ne peut-être appliquée que si certaines conditions soient satisfaites.

- plancher à surcharge modérée $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/m^2)$.
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Calcul le moment au niveau des appuis (M_a)**

Le moment sur appui est donné ou calculé comme suit :

$M_a = -0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$M_a = -0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_a = -0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré

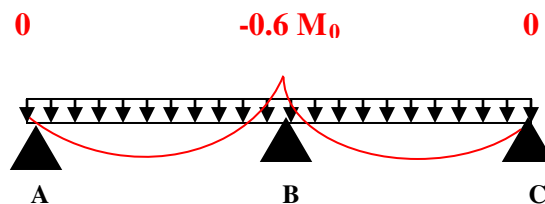


Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

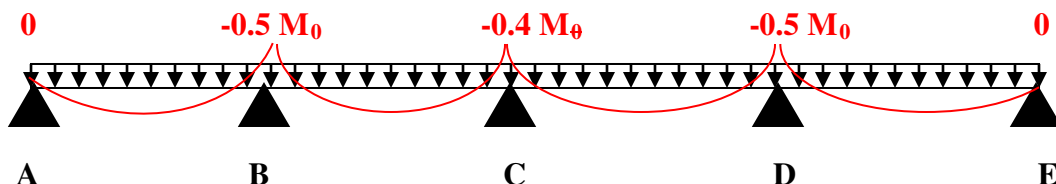


Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

• **Calcul le moment en travée (M_t)**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$

p : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

• **L'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) 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.

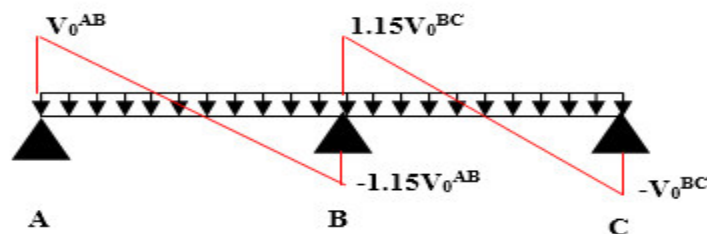


Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

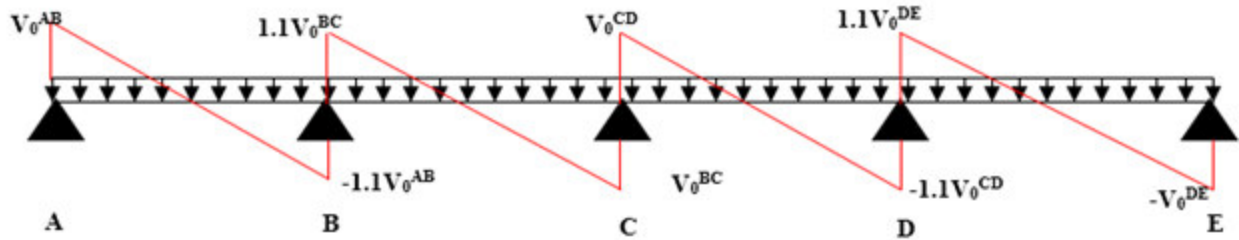


Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

b. Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• Le moment aux appuis

Pour déterminer les moments sur les appuis, Caquot a pris à considération l'amortissement des charges éloignées sur l'appui considéré, on tient compte des charges appliquées sur les deux travées adjacentes à l'appui considéré.

Caquot a les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d Avec :

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

Le moment à l'appui M_a est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \rightarrow \text{Pour les charges réparties.... BAEL (Art L.III .3)}$$

$$M_a = -\frac{K_g P_g (l'_g)^3 + K_d P_d (l'_d)^3}{l'_g + l'_d} \rightarrow \text{Pour Les charges concentrées}$$

$$\text{Avec : } K = -\frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x); x = \frac{\alpha}{l'}$$

• Le moment en travée

Les moments en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l-x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

• L'effort tranchant

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

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

c. Méthode de Caquot minoré

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanent G et la remplacer $G' = (2/3) G$ uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée on reprend la charge totale G.

III.1.1.1. Les différents types des poutrelles :

❖ Plancher d'étage habitation et terrasse inaccessible

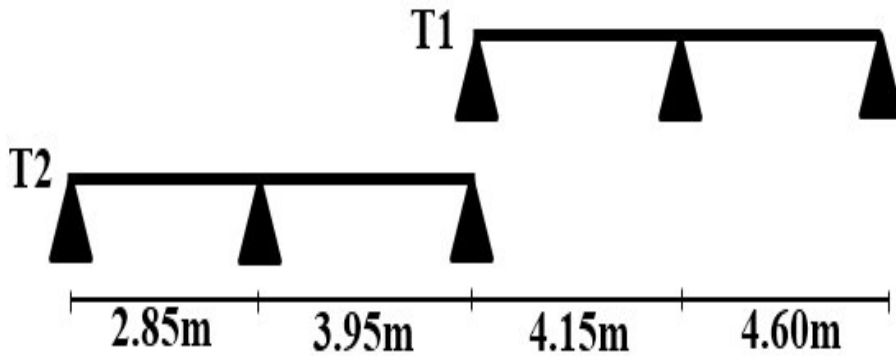


Fig. III.5. Différents types de poutrelles d'étages habitation et terrasse inaccessible.

❖ Planchers d'étage service

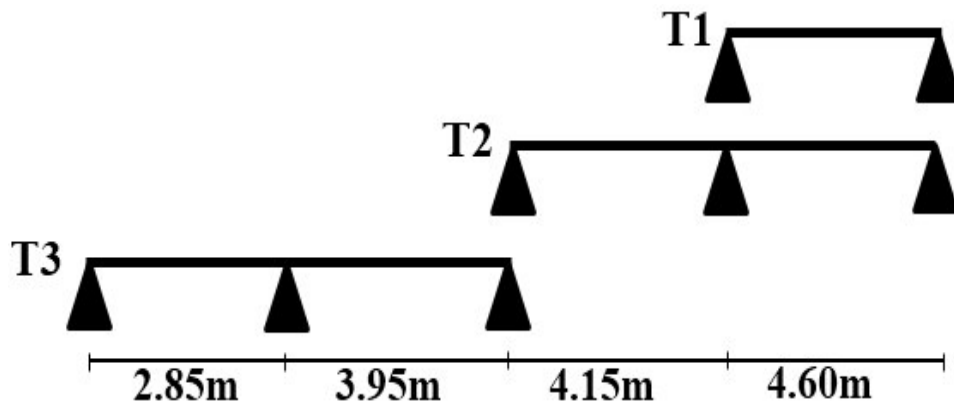


Fig. III.6. Différents types de poutrelles d'étage service.

III.1.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

On a :

✓ À l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q; \text{ avec } p_u = 0.65 \times q_u$$

✓ À l'ELS :

$$q_s = G + Q; \text{ avec } p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III.1. Chargement sur les poutrelles.

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	5.75	1.00	9.26	6.02	6.75	4.38
Étage d'habitation	5.33	1.50	9.45	6.13	6.83	4.43
Étage service	5.33	2.50	10.95	7.11	7.83	5.08

III.1.1.3. Calcul des sollicitations :

✚ Poutrelle Type 1 de l'étage courant :

Plancher d'étage courant : G = 5.33 KN/m² ; Q = 1.5 KN/m²

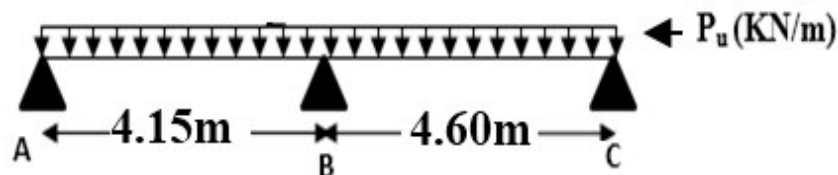


Fig. III.7. Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91 art B6.2.21).

- $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.15 / 4.60 = 0.90$ compris entre 0.8 et 1.2 vérifiée.
- F.P.N vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

- **Évaluation des charges sur la poutrelle :**

- ✓ À l'ELU :

$$p_u = 6.13 \text{ KN/ml}$$

- ✓ À l'ELS :

$$P_s = 4.43 \text{ KN/ml}$$

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

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments isostatique**

- ✓ À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

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

Travée A-B : $M_0 = \frac{6.13 \times (4.15)^2}{8} = 13.20 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{6.13 \times (4.60)^2}{8} = 16.21 \text{ KN.m}$

- ✓ À l'ELS :

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.43 \times (4.15)^2}{8} = 9.53 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.43 \times (4.60)^2}{8} = 11.71 \text{ KN.m}$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

- **Les appuis A et C**

$$M_A = M_C = -0.15 M_0$$

- ✓ À l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 = -2.43 \text{ KN.m}$$

- ✓ À l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 = -1.75 \text{ KN.m}$$

- **L'appui B**

✓ **À l'LEU :**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.20, 16.21) = -9.72 \text{ KN.m.}$$

✓ **À l'LES :**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.53, 11.71) = -7.026 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} = 0.62$$

✓ **À l'ELU :**

Travée AB :

$$M_t + \frac{0+9.72}{2} \geq 1.05 \times 13.20 \Rightarrow M_t \geq 9 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 13.20 \Rightarrow M_t \geq 8.18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9, 8.18) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 9 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{9.72+0}{2} \geq 1.05 \times 16.21 \Rightarrow M_t \geq 12.16 \text{ KN.m} \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 16.21 \Rightarrow M_t \geq 10.05 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(12.16, 10.05) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 12.16 \text{ KN.m}$$

✓ **À l'ELS :**

Travée AB :

$$M_t + \frac{0+7.026}{2} \geq 1.05 \times 9.53 \Rightarrow M_t \geq 6.49 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 9.53 \Rightarrow M_t \geq 5.9 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.49, 5.9) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 6.49 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{7.026 + 0}{2} \geq 1.05 \times 11.71 \Rightarrow M_t \geq 8.78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 11.71 \Rightarrow M_t \geq 7.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.78, 7.26) \text{ KN.m} \Rightarrow M_t = 8.78 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{L'effort tranchant isostatique à l'ELU : } V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.13 \times 4.15}{2} = 12.71 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -14.62 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.13 \times 4.60}{2} = 16.21 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -14.09 \text{ KN}$$

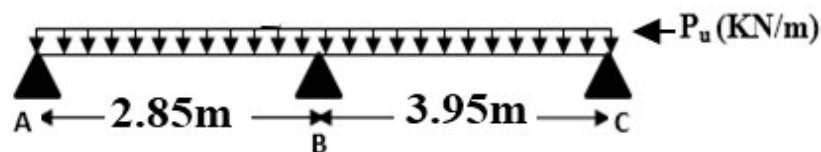
✚ **Poutrelle Type 2 de l'étage courant :**

Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).

On voit que la condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite

$$L_i / L_{i+1} = 2.85 / 3.95 = 0.72 \notin [0.8; 1.25] , \text{ donc on applique la méthode de Caquot minorée}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

- **Évaluation des charges sur la poutrelle :**

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5.33 = 3.55 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.6 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.28 \text{ KN/m}$$

- **Moments isostatiques :**

✓ À l'ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.6 \times (2.85)^2}{8} = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.6 \times (3.95)^2}{8} = 8.97 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{3.28 \times (2.85)^2}{8} = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{3.28 \times (3.95)^2}{8} = 6.39 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

- **Les appuis A et C**

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

✓ À l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -1.34 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15M_0 = -0.95 \text{ KN.m}$$

- **L'appui B**

✓ À l'ELU :

$$P_g = P_d = 4.6 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.85 \text{ m}$$

$$L_d' = L_d = 3.95 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.6 \times (2.85^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (2.85 + 3.95)} = -6.74 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS :

$$P_g = P_d = 3.28 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.85 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.95 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{3.28 \times (2.85^3 + 3.95^3)}{8.5 \times (2.85 + 3.95)} = -4.81 \text{ KN.m}$$

• Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

✓ À l'ELU :

$$x = \frac{2.85}{2} - \frac{0 - (-6.74)}{4.6 \times 2.85} = 0.91 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.6 \times 0.91}{2} \times (2.85 - 0.91) = 4.06 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.06 + \left(-6.74 \times \frac{0.91}{2.85}\right) = 1.90 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS :

$$x = \frac{2.85}{2} - \frac{0 - (-4.81)}{3.28 \times 2.85} = 0.91 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{3.28 \times 0.91}{2} \times (2.85 - 0.91) = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 2.89 + \left(-4.81 \times \frac{0.91}{2.85}\right) = 1.35 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

✓ À l'ELU :

$$x = \frac{3.95}{2} - \frac{(-6.74 - 0)}{4.6 \times 3.95} = 2.34m$$

$$M_0(x) = \frac{4.6 \times 2.34}{2} \times (3.95 - 2.34) = 8.66KN.m$$

$$M(x) = 8.66 - 6.74 \times \left(1 - \frac{2.34}{3.95}\right) = 5.91KN.m$$

✓ À l'ELS :

$$x = \frac{3.95}{2} - \frac{(-4.81 - 0)}{3.28 \times 3.95} = 2.34m$$

$$M_0(x) = \frac{3.28 \times 2.34}{2} \times (3.95 - 2.34) = 6.17KN.m$$

$$M(x) = 6.17 - 4.81 \times \left(1 - \frac{2.34}{3.95}\right) = 4.20KN.m$$

• Effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{4.6 \times 2.85}{2} + \frac{-6.74 - 0}{2.85} = 4.19KN$$

$$V_B = -\frac{4.6 \times 2.85}{2} + \frac{-6.74 - 0}{2.85} = -8.91KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{4.6 \times 3.95}{2} + \frac{0 + 6.74}{3.95} = 10.79KN$$

III.1.1.4. Tableaux récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :

Les résultats de calcul des poutrelles à ELU et ELS des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.2. Sollicitations des poutrelles de service (Type T1).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN.m)	V _d (KN.m)
ELU	AB	4.60	7.11	18.82	-2.82	-2.82	18.82	16.36	-16.36
ELS	AB	4.60	5.08	13.46	-2.02	-2.02	13.46	11.68	-11.68

Tableau III.3. Sollicitations des poutrelles de service (Type T2).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN.m)	V _d (KN.m)
ELU	AB	4.15	7.11	15.32	-2.30	-11.29	11.14	14.76	-16.98
	BC	4.60	7.11	18.82	-11.29	-2.30	14.98	18.82	-16.36
ELS	AB	4.15	5.08	10.96	-1.64	-8.08	7.97	/	/
	BC	4.60	5.08	13.46	-8.08	-2.02	10.71	/	/

Tableau III.4. Sollicitations des poutrelles de service (Type T3).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN.m)	V _d (KN.m)
ELU	AB	2.85	5.55	5.63	-1.62	-8.10	2.30	5.06	-10.74
	BC	3.95	5.55	10.82	-8.10	-1.62	7.14	13.01	-8.91
ELS	AB	2.85	3.93	4	-1.14	-5.73	1.63	/	/
	BC	3.95	3.3	7.66	-5.73	-1.14	4.06	/	/

Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T1).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN.m)	V _d (KN.m)
ELU	AB	4.15	6.02	12.95	-1.94	-9.55	8.83	12.50	-14.37
	BC	4.60	6.02	15.92	-9.55	-2.38	11.94	15.92	-13.85
ELS	AB	4.15	4.38	9.42	-1.42	-6.96	6.64	/	/
	BC	4.60	4.38	11.6	-6.96	-1.74	8.70	/	/

Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible (Type T2).

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN.m)	V _d (KN.m)
ELU	AB	2.85	4.33	4.39	-1.26	-6.35	1.79	3.94	-8.4
	BC	3.95	4.33	8.44	-6.35	-1.26	5.53	10.15	-6.94
ELS	AB	2.85	3.13	3.17	-0.91	-4.56	1.3	/	/
	BC	3.95	3.13	6.10	-4.56	-0.91	4.03	/	/

- Sollicitations maximales

Tableau III.7. Les Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse Inaccessible	$M_t^{max} = 11.94KN.m$ $M_a^{inter} = -9.55KN.m$ $M_a^{rive} = -2.38KN.m$ $V_a^{max} = 15.92 KN$	$M_t^{max} = 8.70KN.m$ $M_a^{inter} = -6.96KN.m$ $M_a^{rive} = -1.74KN.m$
Plancher étage courant (16+4) cm	$M_t^{max} = 12.16KN.m$ $M_a^{inter} = -9.72KN.m$ $M_a^{rive} = -2.42KN.m$ $V_a^{max} = 16.21KN$	$M_t^{max} = 8.78KN.m$ $M_a^{inter} = -7.02KN.m$ $M_a^{rive} = -1.75KN.m$
Plancher de service	$M_t^{max} = 18.82KN.m$ $M_a^{inter} = -11.29KN.m$ $M_a^{rive} = -2.82KN.m$ $V_a^{max} = 18.82KN.m$	$M_t^{max} = 13.46KN.m$ $M_a^{inter} = -8.08KN.m$ $M_a^{rive} = -2.02KN.m$

III.1.1.5. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 d'étage courant. On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage.

- Sollicitations maximales :

✓ À l'ELU :

$$M_{Travée}^{Max} = 12.16KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -2.42KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -9.72KN.m$$

$$V^{Max} = 16.21KN$$

✓ À l'ELS :

$$M_{Travée}^{Max} = 8.78KN.m$$

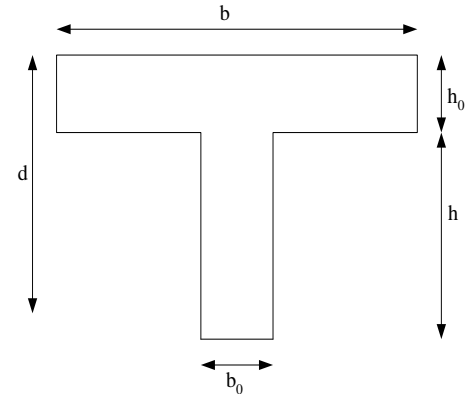
$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -1.75KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -7.02KN.m$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 60\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; h = 16\text{cm}; h_t = 20\text{cm}; b_0 = 10\text{cm};$$

$$d = 18\text{cm}$$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

- **Calcul à l'ELU :**

- **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 0.054 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 12.16 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est

pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.16 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}}{0.8} = 0.056$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.056) = 0.175 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{12.16 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.41\text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **En appuis**

- **Appuis de rives :** La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)\text{m}^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -2.42\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0525 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0525}}{0.8} = 0.067$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.067) = 0.175\text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive \max}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.39\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1\text{HA}10 = 0.79\text{cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21\text{cm}^2$$

$A_s = 0.79\text{cm}^2 > A_{Min} = 0.21\text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{interne}^a = -9.72\text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)\text{m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.72 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.211 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

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

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.211}}{0.8} = 0.29$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.242) = 0.158\text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = \frac{9.72 \times 10^{-3}}{0.158 \times 348} = 1.76\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92\text{cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Calcul des armatures principales.

/	Élément	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Plancher Terrasse inaccessible	Travée	11.94	0.043	0.055	0.176	1.94	1.30	3HA10= 2.37
	Appui Intermédiaire	9.55	0.207	0.293	0.158	1.73	0.21	1HA12+ 1HA10= 1.92
	Appui de rive	2.38	0.051	0.066	0.175	0.39	0.21	1HA10= 0.79
Étage courant	Travée	12.16	0.044	0.056	0.175	1.99	1.30	3HA10= 2.37
	Appui Intermédiaire	9.72	0.211	0.30	0.158	1.76	0.21	1HA12+ 1HA10= 1.92
	Appui de rive	2.42	0.052	0.067	0.175	0.39	0.21	1HA10= 0.79
Étage service	Travée	18.82	0.068	0.088	0.173	3.12	1.30	3HA12= 3.39
	Appui Intermédiaire	11.29	0.245	0.358	0.154	2.10	0.21	1HA10+ 1HA14= 2.33
	Appui de rive	2.82	0.061	0.079	0.174	0.46	0.21	1HA10= 0.79

III.1.1.6. Vérifications :

➤ À l'ELU

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

$$V^{\max} = 16.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.90 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi ; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement :**

$$t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm} \dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) \dots (2)$$

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

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.90 - 0.3 \times 2.1)} = 118.5 \text{ cm}$$

$$St \leq 118.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots (3)$$

$$S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 101 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Les armatures longitudinales au cisaillement :**

• **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(16.21 \times 10^{-3} - \frac{9.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.25 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 3\text{T}10 + 2\text{T}12 = 4.63 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

• **Appui de rive :**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 16.21 \times 10^{-3} = 0.466 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.466 \text{ cm}^2$$

Or, $A_t = 3T10 + 1T12 = 3.5 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

• **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{16.21 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.60 \times 0.18 \times 0.04} \Rightarrow \tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.

	Cisaillement	Armatures transversales	Espacement	Jonction table_nervure	Armatures longitudinales aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
<i>Vérifications</i>	$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min$ $\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10}\right)$	$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$
<i>Plancher Terrasse inaccessible</i>	$\tau_u = 0.88 \text{ MPa}$ Vérifiée	épingle $\Phi 8$ $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.023 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_t = 4.63 \text{ cm}^2$ $A_t \geq -1.23 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_t = 3.5 \text{ cm}^2$ $A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$ Vérifiée
<i>Étage Courant (16+4) cm</i>	$\tau_u = 0.9 \text{ MPa}$ Vérifiée	épingle $\Phi 8$ $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.04 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_t = 4.63 \text{ cm}^2$ $A_t \geq -1.25 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_t = 3.5 \text{ cm}^2$ $A_t \geq 0.46 \text{ cm}^2$ Vérifiée
<i>Étage service</i>	$\tau_u = 1.04 \text{ MPa}$ Vérifiée	épingle $\Phi 8$ $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.21 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_t = 5.72 \text{ cm}^2$ $A_t \geq -1.46 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_t = 4.18 \text{ cm}^2$ $A_t \geq 0.54 \text{ cm}^2$ Vérifiée

➤ À l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton.
- État limite de déformation.

a. État limite de compression du béton :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- **En travée :** $M_t^{max} = 8.78KN.m$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots$$

BAEL91.L.III.3

$$H = 0.60 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.37 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.77 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

- **Position de l'axe neutre y :**

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (60 - 10) \times 4 + 30 \times 2.37] \times y - [(60 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.37] = 0$$

$$10y^2 + 471.1y - 2079.84 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.06 \text{ cm.}$$

- **Calcul de l'inertie I :**

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

$$I = \frac{10 \times 4.06^3}{3} + (60 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (60 - 10) \times 4 \times \left(4.06 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.39 \times (18 - 4.06)^2 \Rightarrow I = 8304.95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{8304.95 \times 10^{-8}} \times 0.0406 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.30 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ C'est vérifié (BAEL E.III.2).

- **En appuis intermédiaires :** $M_{ser} = 7.02KN.m$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

BAEL91.L.III.3

$$H = 0.60 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 7.68 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

▪ **Position de l'axe neutre y :**

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

$$\frac{60}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3.7 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{10}{3} \times (3.70)^3 + 15 \times 1.92 \times (18 - 3.7)^2 \Rightarrow I = 6058.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.02 \times 10^{-3}}{6058.15 \times 10^{-8}} \times 0.037 = 4.28 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

	Éléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-8}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse inaccessible	Travée	8.70	4.061	8304.95	4.25	15	vérifiée
	appui	6.96	3.7	6058.45	4.25	15	vérifiée
Étage Courant (16+4) cm	Travée	8.78	4.061	8304.95	4.30	15	vérifiée
	Appui	7.02	3.7	6058.45	4.28	15	vérifiée
Étage service	Travée	13.46	4.78	9904.10	6.49	15	vérifiée
	Appui	8.08	4.03	5838.80	5.57	15	vérifiée

b. État limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

❖ Évaluation de la flèche : (CBA 93 B.6.5.3)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; 2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; 3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

BAEL91 (Article.L.VI, 2)

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

Pour la première condition :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

f_{ij} : 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).

• Évaluation des moments en travée

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

$$q_{j.ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{g.ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.333 = 3.464 \text{ KN/m.}$$

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

$$q_{p.ser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.439 \text{ KN/m}$$

$$M_{j.ser} = 0.75 \times \frac{q_{j.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 4.60^2}{8} = 3.673 \text{ KN.m}$$

$$M_{g.ser} = 0.75 \times \frac{q_{g.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.464 \times 4.60^2}{8} = 6.871 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.ser} = 0.75 \times \frac{q_{p.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.439 \times 4.60^2}{8} = 8.805 \text{ KN.m}$$

- **Propriétés de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.061 \text{ cm}.$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \quad I_0 = \frac{60 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.37 \times \left(18 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 42275.2 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}).$$

- **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.37}{10 \times 18} = 0.013 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.60}\right) \times 0.013} = 3.80$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.80 = 1.52.$$

- **Contraintes :**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{3.673 \times (0.18 - 0.04061) \times 10^{-3}}{8304.95 \times 10^{-8}} = 92.87 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{6.871 \times (0.18 - 0.04061) \times 10^{-3}}{8304.96 \times 10^{-8}} = 173.74 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{8.805 \times (0.18 - 0.04061) \times 10^{-3}}{8304.96 \times 10^{-8}} = 222.64 \text{ MPa}.$$

- **Calcul de μ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si : } \mu > 0 \text{ si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 92.87 + 2.1} = 0.46 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 173.74 + 2.1} = 0.66 > 0 ;$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 222.64 + 2.1} = 0.73 > 0 ;$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

▪ **Moment d'inertie fictive (I_f) :**

▪ D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$: Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle

des fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 42275.2}{1 + 3.80 \times 0.46} = 16922.38 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 42275.2}{1 + 3.80 \times 0.66} = 13256.19 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 42275.2}{1 + 3.80 \times 0.73} = 12321.86 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 42275.2}{1 + 1.52 \times 0.66} = 23214.21 \text{ cm}^4 .$$

▪ **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.673 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.20 \times 16922.38 \times 10^{-8}} = 0.0014 \text{ m} .$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{6.871 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 13256.19 \times 10^{-8}} = 0.0034 \text{ m} .$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{8.805 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 12321.86 \times 10^{-8}} = 0.004 \text{ m} .$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}} = \frac{8.805 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 10721.40 \times 23214.21 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.007 - 0.0014 + 0.004 - 0.0034 = 0.0062 \text{ m} = 0.62 \text{ cm}$$

▪ **La flèche admissible**

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

▪ Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5m.

$$\Delta f = 0.62 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Remarque : Pour les niveaux d'étage courant et terrasse inaccessible la flèche est vérifiée.

❖ Vérification de la flèche pour les autres niveaux

Tableau III.11. Vérification de la flèche pour niveau de service.

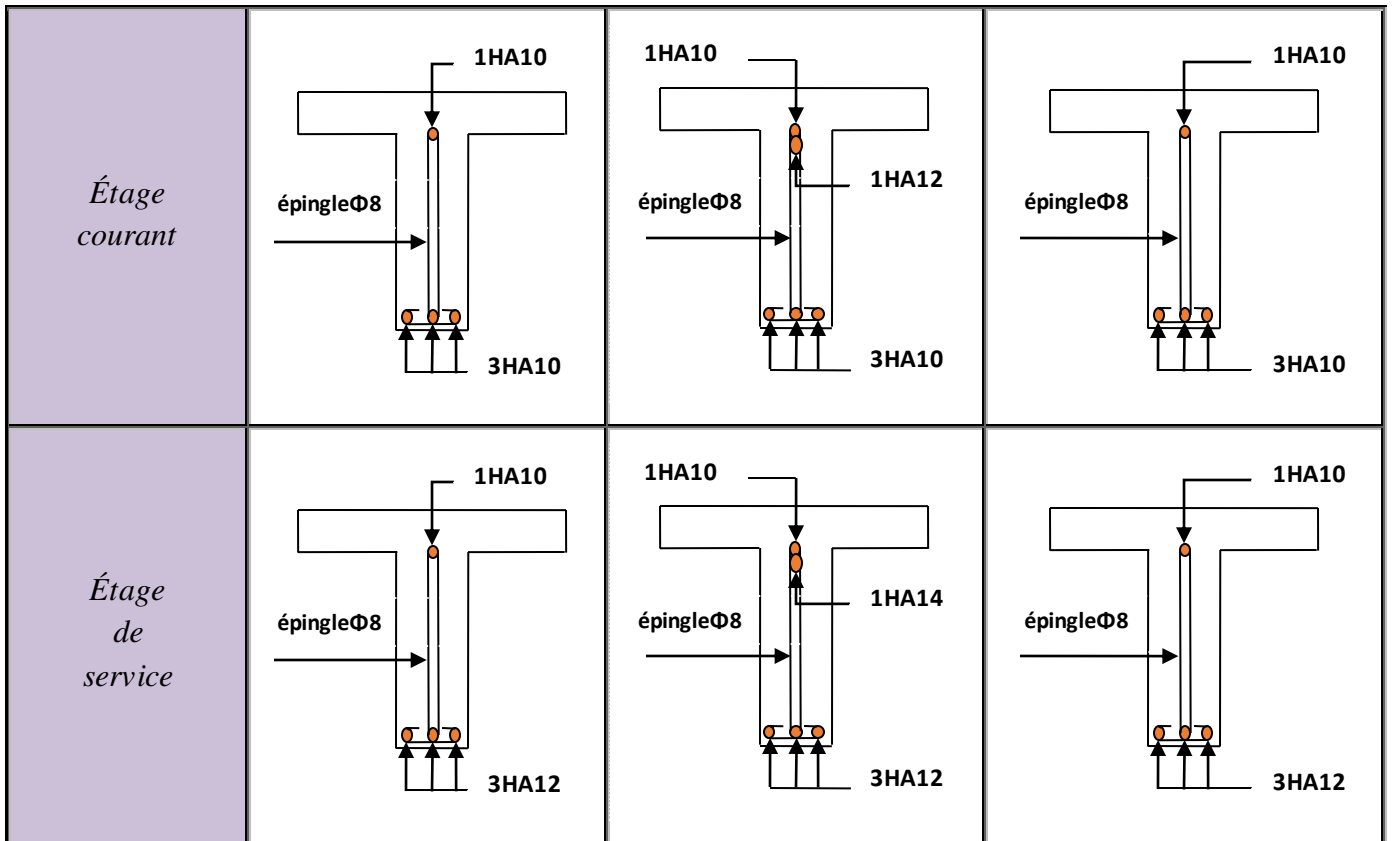
$q_{jser}(KN/ml)$	$q_{gser}(KN/ml)$	$q_{pser}(KN/ml)$	$M_{jser}(KN.m)$	$M_{gser}(KN.m)$
1.852	3.464	5.08	3.673	6.871
$M_{pser}(KN.m)$	$I_0(cm^4)$	ρ	λ_i	λ_v
10.07	43254.4	0.018	2.5	1.358
$\sigma_{sj}(Mpa)$	$\sigma_{sg}(Mpa)$	$\sigma_{sp}(Mpa)$	μ_j	μ_g
73.54	137.57	210.62	0.50	0.69
μ_p	$If_{ij}(cm^4)$	$If_{ig}(cm^4)$	$If_{ip}(cm^4)$	$If_{vg}(cm^4)$
0.77	11894.96	17460.49	16266.61	27516.4
$f_{ji}(cm)$	$f_{gi}(cm)$	$f_{pi}(cm)$	$f_{gv}(cm)$	$\Delta f(cm)$
0.20	0.25	0.4	0.7	0.65
$f_{adm}(cm)$				
0.92				

Remarque : La flèche aussi pour le niveau de service est vérifiée.

III.1.1.7. Schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.12. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Terrasse inaccessible			



III.1.1.8. Ferrailage de la dalle de compression :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Selon le **CBA93** (Article B.6.8.4.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

4 HA 6/ml = 1.13 cm² ⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 25 cm.

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 30 cm.

✚ **Schéma de ferrailage :**

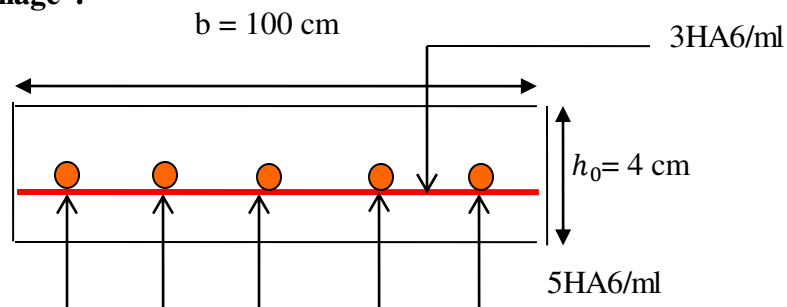


Fig. III.9. Schéma du ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Étude des Planchers à dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens (L_x et L_y).

III.2.1. Dalle sur quatre appuis (dalle de plancher entresol) :

III.2.1.1. Calcul des sollicitations :

On étudiera le panneau le plus sollicité

• Évaluation des charges :

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

On aura donc :

✓ À PÉLU :

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.55 \text{ KN/m}^2$$

✓ À PÉLS :

$$P_S = G + Q = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4} = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } l_x \text{ et } l_y.$$

• Les moments :

✓ À PÉLU :

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.98$$

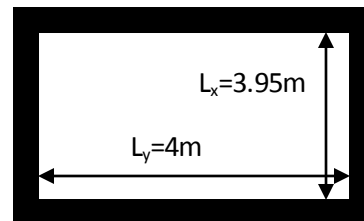


Fig. III.10. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.98$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 8.11 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 7.74 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

Panneau de rive dans le sens x-x et de rive dans le sens y-y

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.11 = 6.89 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 7.74 = 6.57 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Au niveau des appuis**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 * M_0^x & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 * M_0^x & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

- **Appuis de rive :**

$$M_a^x = M_a^y = -2.4 \text{KN.m}$$

- **Appuis intermédiaire :**

$$M_a^x = M_a^y = -4.05 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4, \text{ donc :}$$

$$V_x = \frac{P_u L_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_U = 13.71 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u L_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_U = 13.19 \text{ K}$$

III.2.1.2. Ferrailage :

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{120}{10} = 12 \text{mm}$$

$$\text{soit : } \phi = 12 \text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 9.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2 \right) = 8.2 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e)m^2$.

○ Selon L_x :

• En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6.89 \times 10^{-3}}{1 \times (0.094)^2 \times 14.2} = 0.054 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.070 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{6.89 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.070) \times 0.094} = 2.16cm^2 \\ \text{Soit : } A_x^t = 4HA10 = 3.14cm^2 \end{array} \right.$$

• En appuis

• Appui de rive :

$$M_x^a = -2.4KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{2.4 \times 10^{-3}}{1 \times (0.094)^2 \times 14.2} = 0.0191 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0248 \\ A_x^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{2.4 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0248) \times 0.094} = 0.74cm^2 \\ \text{Soit : } A_x^a = 3HA8 = 1.51cm^2 \end{array} \right.$$

• Appui intermédiaire :

$$M_x^a = -4.05KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0322 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0410 \\ z = 0.092 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.25cm^2 \text{ soit : } A_y^a = 3HA8 = 1.51cm^2 \end{array} \right.$$

III.2.1.3. Vérifications :

✓ À l'ELU : $\nu = 0$

• La condition de non fragilité :

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.98) \times 1 \times 0.12}{2}$$

$$A_x \geq 0.96\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a > A_{\min} \end{cases}$$

- **L'espace (S_t) :**

$$S_t \leq \text{Min}(3 \times e; 33\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 12; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

- ✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.145\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.145\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

- **Selon L_y**

- **En travée :**

$$M_y^t = 6.57\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.068 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.089 \\ \Rightarrow A_y^t = 2.34\text{cm}^2 \text{ soit : } A_y^t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **En appuis**

- **Appui de rive :**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.025 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.031 \\ z = 0.080 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.85\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2$$

- **Appui intermédiaire :**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.042 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.054 \\ z = 0.08 \\ \Rightarrow A_y^a = 1.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^a = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour $f_e E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.98) \times 1 \times 0.12}{2} \Rightarrow A_x \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

On a : $\begin{cases} A' \geq A_{\min} \\ A^a > A_{\min} \end{cases}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} = 0.160 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.160 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- **L'espacement (S_t) :**

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 12; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	Travée	6.89	2.16	4HA10=3.14 cm ²
	Appui Intermédiaire	-4.05	1.25	3HA8=1.51 cm ²
	Appui de rive	-2.4	0.74	3HA8=1.51 cm ²
Sens y-y	Travée	6.57	2.34	4HA10=2.14 cm ²
	Appui Intermédiaire	-4.05	1.45	3HA8=1.51 cm ²
	Appui de rive	-2.4	0.85	3HA8=1.51 cm ²

✓ À PELS : $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.057 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.057 \times 9.48 \times 3.95^2 = 8.43 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.9694 \times 8.43 = 8.172 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.436 = 7.165 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 8.172 = 6.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -4.215 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -2.529 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

<i>sens</i>	<i>M (KN.m)</i>	<i>Y (cm)</i>	<i>I (cm⁴)</i>	<i>σ_{bc} (MPa)</i>	<i>σ_{adm} (MPa)</i>	<i>observation</i>
<i>Selon x-x</i>	7.165	5.812	933.55	4.46	15	vérifiée
<i>Selon y-y</i>	6.94	5.281	892.24	4.07	15	vérifiée
<i>appui</i>	2.529	4.63	846.19	1.38	15	vérifiée

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens X-X :**

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.03 < 0.05 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

➤ **Sens Y-Y :**

1. $\frac{h}{l_y} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.03 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0038 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc on doit effectuer la vérification suivant pour la flèche.

D'après l'application SOCOTEC, on trouve :

○ Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} = 4.67mm \\ f_{adm} = \frac{L_x}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9mm \end{array} \right. \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \dots \text{vérifier.}$$

○ Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} = 3.14mm \\ f_{adm} = \frac{L_y}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm \end{array} \right. \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \dots \text{vérifier.}$$

❖ Schéma de ferrailage :

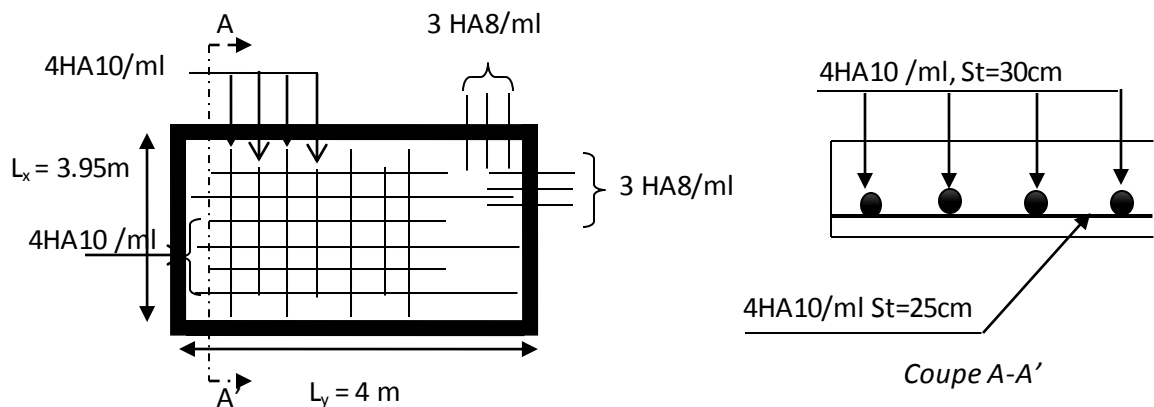


Fig. III.11. Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre.

III.2.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (balcon)

III.2.2.1. Calcul des sollicitations :

On étudiera le panneau le plus sollicité

• Évaluation des charges :

$$G = 4.48KN/m^2$$

$$Q = 3.5KN/m^2$$

On aura donc :

✓ À PELU :

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.298KN/m^2$$

✓ À PELS :

$$P_S = G + Q = 7.98KN/m^2$$

P : la charge concentrée due au poids propre du garde-corps, qui est donnée par :

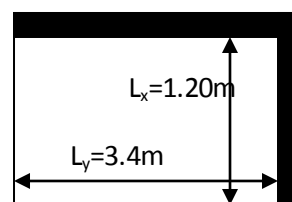


Fig. III.12. Schéma d'une dalle sur deux appuis.

$$P = 1.35 \cdot 1 \text{ ml} = 1.35 \text{ KN.}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{340} = 0.35 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille sur un seul sens (l_x), donc le calcul se fait comme une console.

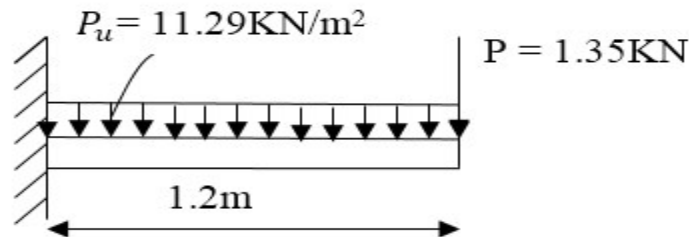


Fig. III.13. Schéma statique de la dalle sur deux appuis.

- **Le moment :**

✓ **À ELU :**

$$M_U = -\frac{P_u \cdot l_x^2}{2} - P \cdot l_x \Rightarrow M_U = -\frac{11.29 \cdot 1.2^2}{2} - 1.35 \cdot 1.2 = -9.74 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = P_u \cdot l_x + P = 14.89 \text{ Kn}$$

✓ **À ELS :**

$$M_s = -\frac{P_s \cdot l_x^2}{2} - P \cdot l_x \Rightarrow M_s = -\frac{7.98 \cdot 1.2^2}{2} - 1 \cdot 1.2 = -6.94 \text{ KN.m}$$

III.2.2.2. Ferrailage :

- **Selon L_x (Armatures principales) :**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

$$b = 1 \text{ m} ; h = 12 \text{ cm} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d_x = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.10(1 - 0.4 \times 0.088) = 0.09m$$

$$A_s = \frac{9.74 \times 10^{-3}}{0.09 \times 348} = 2.9cm^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 10 \times 2.1}{400} = 1.20cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA10 = 3.14cm^2$$

- **L'espace (S_t) :**

$$S_t \leq \text{Min}(2 \times e; 25cm) = \text{Min}(2 \times 12; 25cm) = 24cm$$

$$S_t \leq 24cm$$

Soit : S_t=20cm.

- **Armatures secondaires (répartitions) :**

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

- **L'espace (S_t) :**

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45cm) = \text{Min}(4 \times 12; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$$

Soit S_t = 25cm.

III.2.2.3. Vérifications :

✓ **À L'ELU**

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.124MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.124MPa < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2861.86$$

$$\sigma_{bc} = 6.37 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

On a fissuration nuisible

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.6 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{6.94 \times 10^{-3}}{2861.86 \times 10^{-8}} \times (0.10 - 0.0236) \Rightarrow \sigma_{st} = 277.9 \text{ MPa} > 201.6 \text{ MPa} .$$

La condition est non vérifiée, donc on va redimensionner la section d'aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 201.6} = 3.44 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.28$

$$A_{st} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_t^x = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec :

$$S_t \leq \text{Min}(2 \times e; 25 \text{ cm}) = \text{Min}(2 \times 12; 25 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y'}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0,1 > 0,05 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0032 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ Schéma de ferrailage :

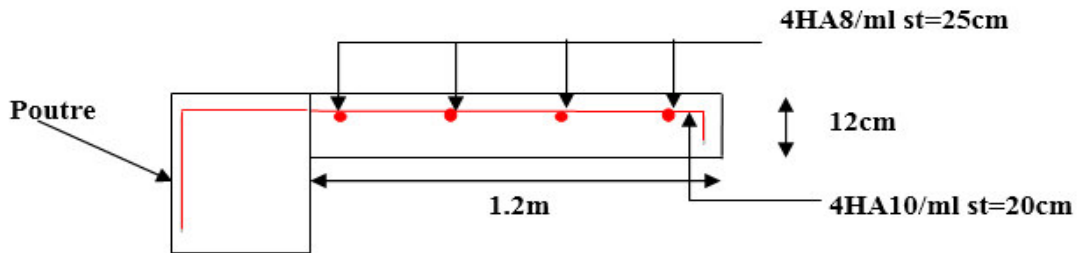


Fig. III.14. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui.

III.3. Étude Des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferraillage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.3.1. Étude d'escalier droit à 2 volées Type 01 (habitation et service) :

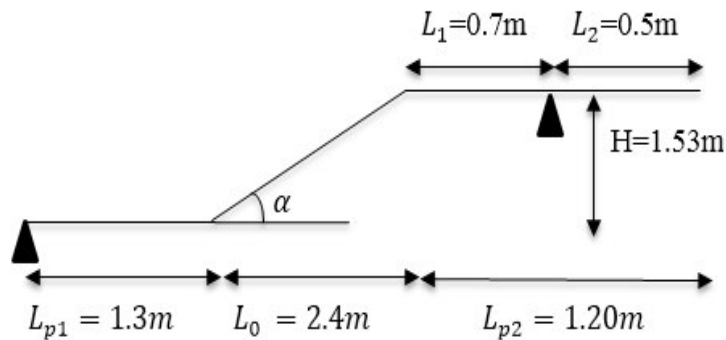


Fig. III.15. Schéma statique de la 1^{ère} volée de l'escalier Type 01 (habitation et service).

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 20cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.(fin)

III.3.1.1. Calcul des sollicitations :

- Évaluation des charges et surcharges sur l'escalier :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 9.42 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 6.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

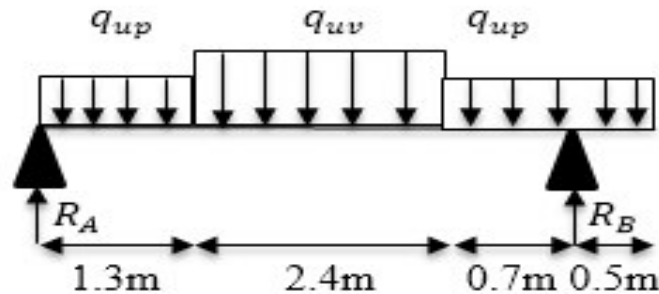


Fig. III.16. Schéma de chargement sur la volée.

- ✓ À PELU :

$$q_{uv} = 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_{uv} = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 9.42) \times 1 \Rightarrow q_{uv} = 16.46 \text{ KN/ml}$$

$$q_{up} = 1.5Q_P + 1.35G_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 6.48) \times 1 \Rightarrow q_{up} = 12.49 \text{ KN/ml}$$

- ✓ À PELS :

$$q_{sv} = Q_V + G_V \Rightarrow q_{sv} = (2.50 + 9.42) \times 1 \Rightarrow q_{sv} = 11.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sp} = Q_P + G_P = (2.5 + 6.48) \times 1 \Rightarrow q_{sp} = 8.98 \text{ KN/ml}$$

- Les efforts internes :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

À ELU :

$$R_A = 31.22 \text{ KN}$$

$$R_B = 39.5 \text{ KN}$$

$$M_0 = M^{max} = 35.2 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 39.42 \text{ KN}$$

À ELS :

$$R_A = 22.54 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.51 \text{ KN}$$

$$M^{max} = 24.6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 22.2 \text{ KN}$$

- Calcul des moments réels :

- ✓ À L'ELU :

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -17.6 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 26.4 \text{ KN.m}$$

- ✓ À L'ELS :

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -12.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 18.45 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

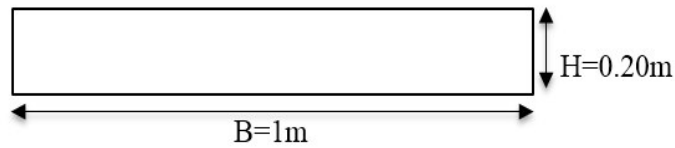


Fig. III.17. Schéma de section à ferrailer.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Résultats de ferrillages.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	24.6	0.053	0.068	0.175	4.03	4T12 = 4.52
En appui	17.6	0.038	0.048	0.176	2.86	4T10 = 3.14

• **Armatures de répartition :**

- En appuis : $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$; $St = 25\text{cm}$.

$A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$; $St = 25\text{cm}$.

III.3.1.3. Vérifications:

✓ À L'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée
- En appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.219 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.219 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Espacement des armatures :**

* **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

* **Armatures transversales :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

✓ **À L'ELS**

• **État limite de compression de béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou l'égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

$$\text{Contraints } \sigma_{bc} : \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

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

Les résultats de vérifications des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.

Élément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	18.45	4.30	15375.6	5.15	15	
Appui	12.3	3.67	11344.8	3.97	15	

• **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83\text{Mpa} \quad \text{Avec } \Psi = 1.5 \text{ pour les HA.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0.9 * d * \sum U_i}$$

$$\sum U_i : \text{somme des périmètres des barres} = \pi * n * \phi$$

$$\sum U_i = 4 * 1.2 * 3.14 = 15.072cm$$

$$\tau_{ser} = \frac{22.2 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18 * 15.07 * 10^{-2}} = 0.90Mpa$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau}$condition vérifiée.

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1) $\frac{h}{L_x} > \max \left(\frac{M_t}{20 * M_0} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.045 > 0.037 \dots$ vérifié.

2) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.18} = 0.0025 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots$ vérifié.

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage :**

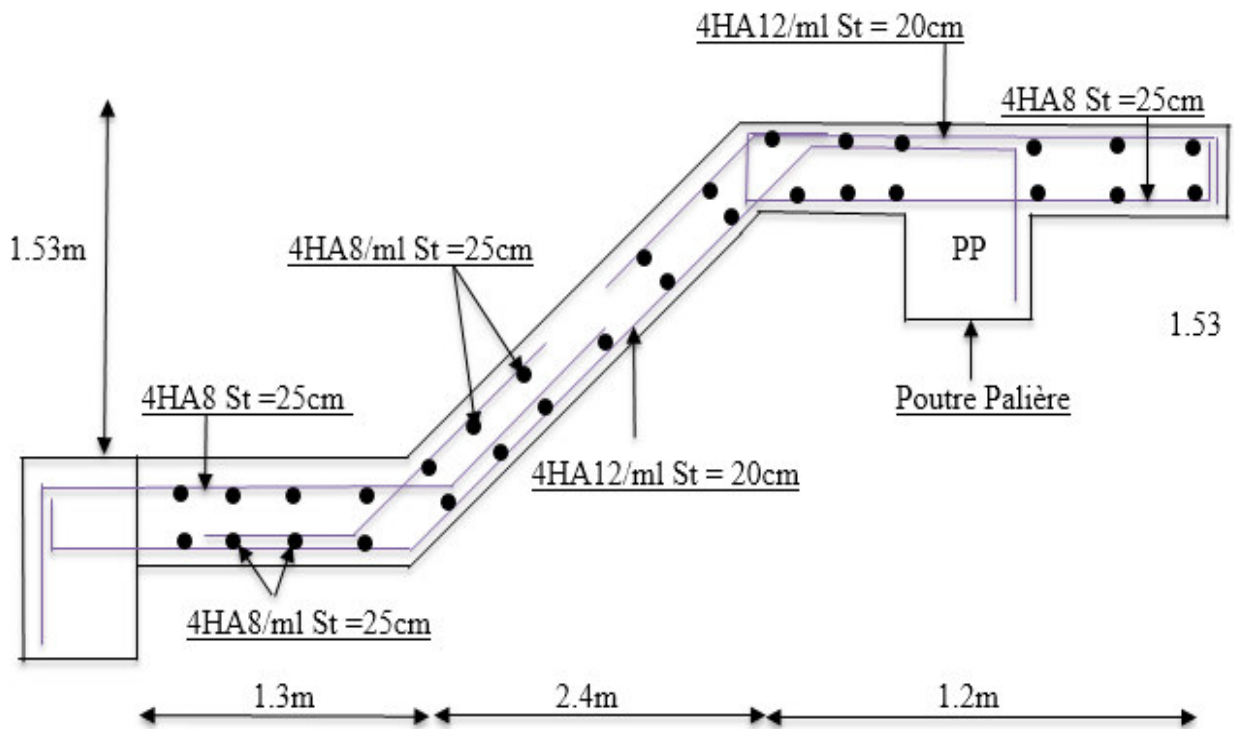


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée d'étages habitation et service.

III.3.2. Étude d'escalier droit à 2 volées Type 02 (RDC) :

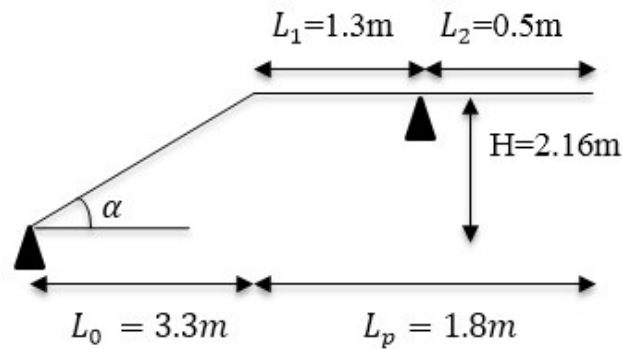


Fig. III.19. Schéma statique de la 1^{ère} volée de l'escalier Type 02 (RDC).

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 20cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 18cm.

III.3.2.1. Calcul des sollicitations :

• Évaluation des charges et surcharges sur l'escalier

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 10.89 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 6.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

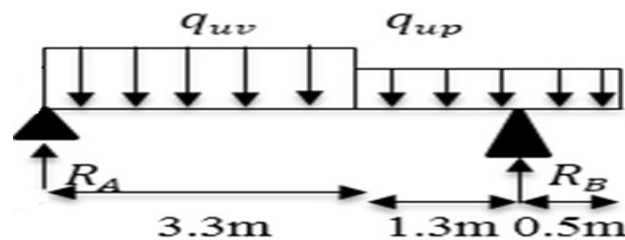


Fig. III.20. Schéma de chargement sur la volée.

✓ À L'ELU :

$$q_{uV} = 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_V = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 10.89) \times 1 \Rightarrow q_{uV} = 18.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uP} = 1.5Q_P + 1.35G_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 6.48) \times 1 \Rightarrow q_{uP} = 12.49 \text{ KN/ml}$$

✓ À PELS :

$$q_{sV} = Q_V + G_V \Rightarrow q_{sV} = (2.50 + 10.89) \times 1 \Rightarrow q_{sV} = 13.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sP} = Q_P + G_P = (2.5 + 6.48) \times 1 \Rightarrow q_{sP} = 8.98 \text{ KN/ml}$$

- **Les efforts internes :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

À ELU :

$$R_A = 41.02KN$$

$$R_B = 42.34 KN$$

$$M_0 = M^{max} = 40.21KN.m$$

$$V_u = 41.02KN$$

À L'ELS :

$$R_A = 29.75KN$$

$$R_B = 30.59Kn$$

$$M_0 = M^{max} = 25.27KN.m$$

$$V_s = 29.75KN$$

- **Calcul des moments réels :**

✓ **À L'ELU :**

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -20.105KN.m$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 30.15KN.m$$

✓ **À L'ELS :**

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -12.63KN.m$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 18.95KN.m$$

III.3.2.2. Ferrailage

- **Armatures principales**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Résultats de ferrillages.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	30.15	0.065	0.084	0.173	4.98	5T12 = 5.65
En appui	20.105	0.043	0.055	0.175	3.28	5T10 = 3.93

- **Armatures de répartition**

- En appuis : $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

- En travée : $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$; $St = 25cm$.

$A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$; $St = 25cm$.

III.3.2.3. Vérifications:✓ **À L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée
- En appuis : $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$...vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{41.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.227 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement des armatures :**

- * **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- * **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

• **À L'ELS**

- **État limite de compression de béton :**

Les résultats de vérifications des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.

Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	18.95	4.74	18451.18	4.86	15	
Appui	12.63	4.05	11463.92	4.46	15	

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

Avec $\Psi = 1.5$ pour les HA.

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0.9 * d * \sum U_i}$$

$$\sum U_i : \text{somme des périmètres des barres} = \pi * n * \phi$$

$$\sum U_i = 5 * 1.2 * 3.14 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{29.75 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18 * 18.84 * 10^{-2}} = 0.97 \text{ Mpa}$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1) $\frac{h}{L_x} > \max \left(\frac{M_t}{20 * M_0} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.043 > 0.037 \dots$ vérifié.

2) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.18} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots$ vérifié.

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage :**

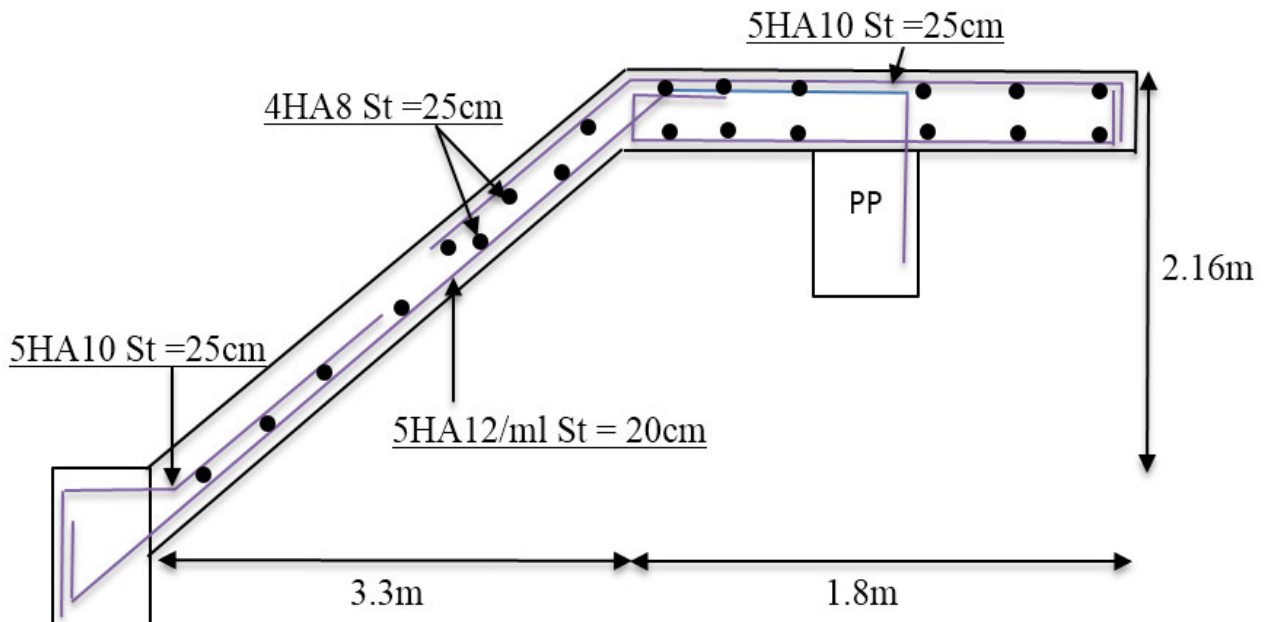


Fig. III.21. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée de RDC.

III.3.3. Étude d'escalier droit à 3 volées Type 01 (entre sol) :

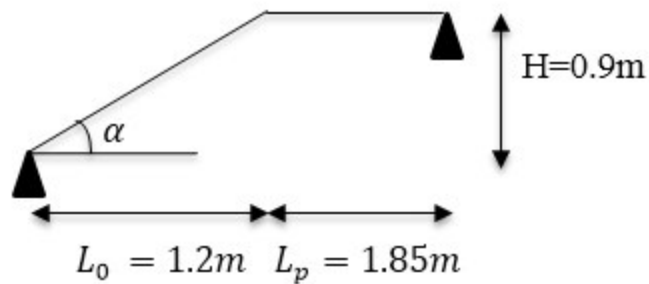


Fig. III.22. Schéma statique de l'escalier Type 01 (entre sol).

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ D'une volée d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 18cm.

III.3.3.1. Calcul des sollicitations :

• Évaluation des charges et surcharges sur l'escalier

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 9.60 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

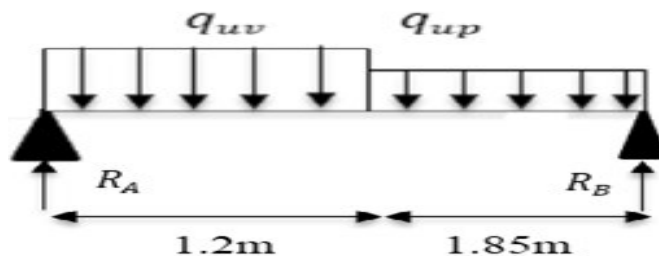


Fig. III.23. Schéma de chargement sur la volée.

✓ À L'ELU

$$q_{uV} = 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_{uV} = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 9.60) \times 1 \Rightarrow q_{uV} = 16.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uP} = 1.5Q_P + 1.35G_P = (1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.23) \times 1 \Rightarrow q_{uP} = 10.81 \text{ KN/ml}$$

✓ À L'ELS

$$q_{sV} = Q_V + G_V \Rightarrow q_{sV} = (2.50 + 9.60) \times 1 \Rightarrow q_{sV} = 12.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sP} = Q_P + G_P = (2.5 + 5.23) \times 1 \Rightarrow q_{sP} = 7.73 \text{ KN/ml}$$

- **Les efforts internes :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

À L'ELU :

$$R_A = 22.17KN$$

$$R_B = 17.87 KN.m$$

$$M_0 = M^{max}=15.26KN.m$$

$$V_u = 20.02KN$$

À L'ELS :

$$R_A = 16KN$$

$$R_B = 12.81KN.m$$

$$M_0 = M^{max}=10.97KN.m$$

$$V_s = 14.3KN$$

- **Calcul des moments réels :**

✓ **À L'ELU :**

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -7.62KN.m$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 11.44KN.m$$

✓ **À L'ELS :**

$$M_a = -0.5 * M^{max} = -5.48KN.m$$

$$M_t = 0.75 * M^{max} = 8.22KN.m$$

III.3.3.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml H=20cm.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Résultats de ferrillages.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	11.44	0.047	0.06	0.126	2.6	4T10 = 3.14
En appui	7.62	0.031	0.04	0.127	1.71	4T8 = 2.01

- **Armatures de répartition :**

- En appuis : $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$

- En travée : $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 /ml$; $St = 25\text{cm}$.

$A_r^t = 4T8/ml = 2.01\text{cm}^2 /ml$; $St = 25\text{cm}$.

III.3.1.3. Vérifications:

✓ À L'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée
- En appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.154 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.154 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement des armatures**

- * **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- * **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

✓ À L'ELS

- **État limite de compression de béton :**

Les résultats de vérifications des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.

Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	8.22	3.05	5608.77	4.46	15	
Appui	5.48	2.51	3844.80	3.57	15	

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \text{Avec } \Psi = 1.5 \text{ pour les HA.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0.9 * d * \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres = $\pi * n * \phi$

$$\sum U_i = 4 * 1 * 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{14.3 * 10^{-3}}{0.9 * 0.13 * 12.56 * 10^{-2}} = 0.97 \text{ Mpa} \tau_{ser} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1) $\frac{h}{L_x} > \max \left(\frac{M_t}{20 * M_0} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.049 > 0.037 \dots$ vérifié.

2) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots$ vérifié.

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage :**

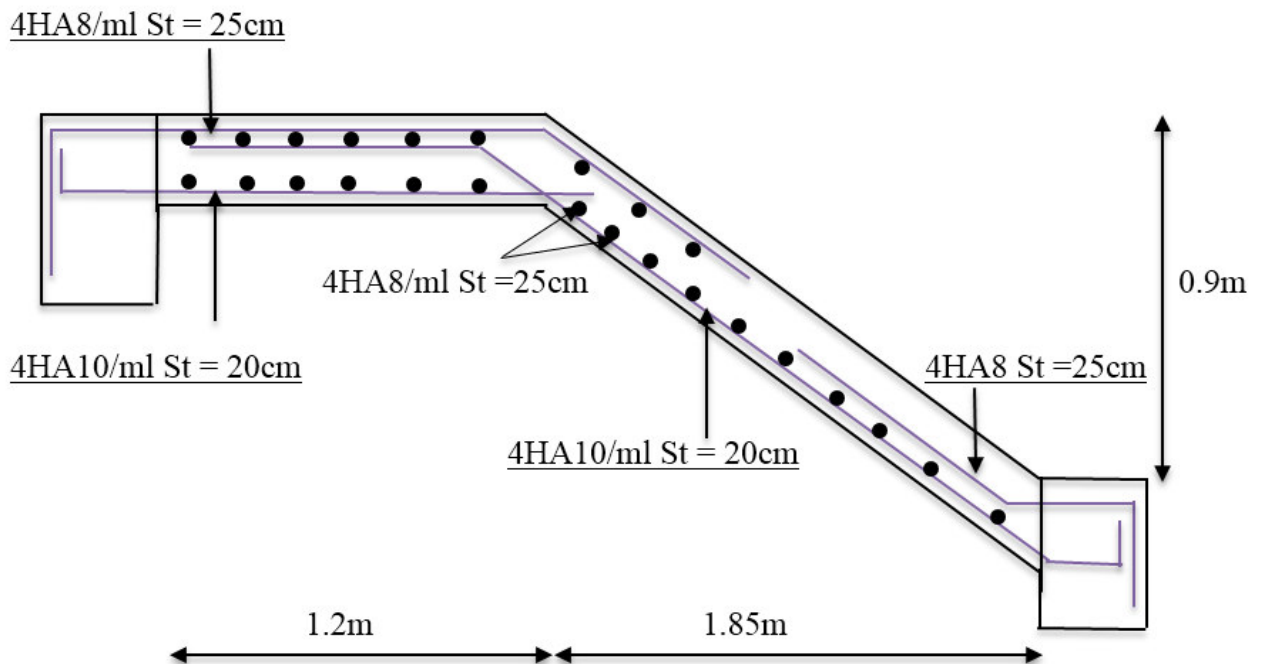


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée d'étage entresol.

III.3.4. Escaliers balancé (sous-sol) :**III.3.4.1. Calcul des sollicitations :**

Ce type se calcule comme une console.

- **Évaluation des charges et surcharges sur l'escalier :**

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 10.89 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

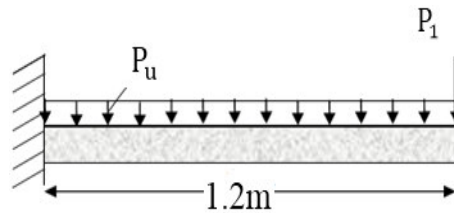


Fig. III.25. Schéma statique de la volée encastree de l'escalier balancé avec chargement.

- ✓ **À L'ELU :**

$$p_u = 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_v = (1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 10.89) \times 1 \Rightarrow p_u = 18.45 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **À L'ELS :**

$$p_s = Q_V + G_V \Rightarrow q_{sV} = (2.50 + 10.89) \times 1 \Rightarrow p_s = 13.39 \text{ KN/ml}$$

$$P_1 = \text{poids de garde de corps} = \gamma \cdot e \cdot h$$

$$= 20 \times 0.1 \times 1 = 2 \text{ KN}$$

$$P_{1ELU} = 1.35 \times 2 = 2.7 \text{ KN}$$

$$P_{1ELS} = 2.7 \text{ KN}$$

- **Les efforts internes**

- ✓ **À L'ELU :**

$$M_u = -16.52 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 24.84 \text{ KN}$$

- ✓ **À L'ELS :**

$$M_{ser} = -12.04 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 18.06 \text{ KN.m}$$

III.3.4.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml H=20cm.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Résultats de ferrillages.

$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$z (m)$	$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
16.52	0.035	0.045	0.176	2.68	4T10 = 3.14

- Armatures secondaires (répartitions) :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.046 cm^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 cm^2$$

- Espacement des armatures :

- * Armatures longitudinales :

$$S_t = 20 cm \leq \min (3e, 33 cm) = 33 cm$$

- * Armatures transversales :

$$S_t = 25 cm \leq \min (4h, 45 cm) = 45 cm$$

III.3.1.3. Vérifications :

✓ À L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 cm^2$$

$$A_{choisie} = 3.14 cm^2 > A_{\min} = 2.17 cm^2 \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.138 MPa \Rightarrow \tau_u = 0.138 MPa < \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 MPa \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ À L'ELS

- État limite de compression de béton :

Les résultats de vérifications des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS.

$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
12.04	3.67	11319.62	3.90	15	vérifiée

• **État limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) \frac{h}{L_x} > \max \left(\frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow 0.166 > 0.05 \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.0017 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{vérifié.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage :**

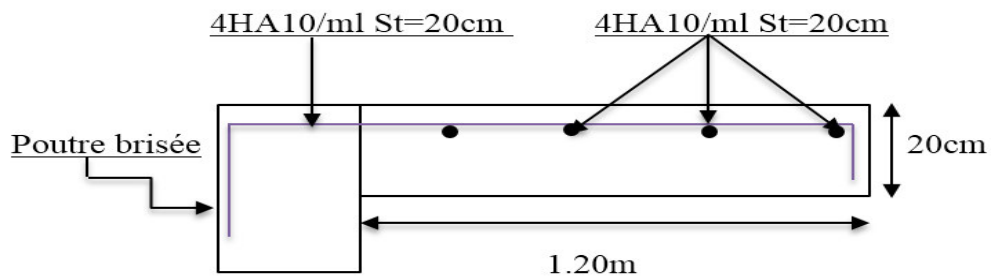


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la volée encastré de l'escalier balancé.

III.4. Étude de la poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions de palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

III.4.1. Dimensionnement :

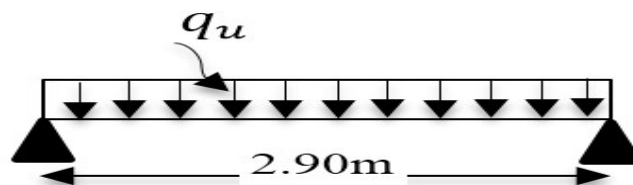


Fig. III.27. Schéma statique de la poutre palière.

1- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm < h < 29cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : $h=30\text{cm}$; $b=30\text{cm}$.

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

- $b= 40\text{cm}>25\text{cm}$vérifiée.

- $h = 45\text{cm}>30\text{cm}$vérifiée.

- $h/b=1.125<4$...vérifiée.

III.4.2. Calcul de la poutre palière :

- **Les charges revenant à la poutre palière :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

g_m : Poids propre du mur

$$g_m = 2.93 \times \left(\frac{3.06 - 0.35}{2} \right) = 3.97 \text{ KN / ml}$$

Les charges transmises par les volées :

$$q_{uv} = 39.5 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sv} = 28.51 \text{ KN / ml}$$

- **Les sollicitations :**

Tableau III.23. Les sollicitations de la poutre palière.

<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$R_B = 39.5 \text{ KN}$	$R_B = 28.51 \text{ KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 47 \text{ KN/m}$	$P_s = 34.73 \text{ KN/m}$
$M^t = 0.85 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 42 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 \times \frac{P_s \times L^2}{8} = 30.71 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = -27.7 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5 \times \frac{P_s \times L^2}{8} = -18.06 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 68 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 50.35 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

La section d'armature à la flexion simple est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Résultat du ferraillage de la poutre palière.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(cm)$	$A_{flexion}^{CAL}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	42	0.126	0.169	26.10	4.62	1.01
En appuis	27.7	0.083	0.108	26.78	2.97	1.01

➤ **Vérifications :**

• **À L'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ vérifiée
- En appuis : $A_a = 2.97 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$ vérifiée

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

$$V_u = 68 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.80 \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \right. \text{ C'est vérifié.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (68 \times 10^{-3} - \frac{42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.83 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

• **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} & \text{..... en travée} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{..... en appui} \end{cases}$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \text{ , Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte } A_t = 2\Phi 8 = 1.004 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage à la torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier. Le moment de torsion $M_T = -17.6 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

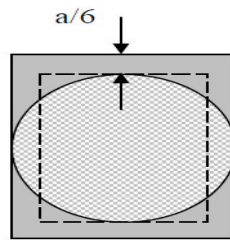


Fig. III.28. Section fictive.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100\text{cm}$$

• **Armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{17.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 4.04\text{cm}^2$$

• **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion :**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.6 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.81\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

• **Vérification visa vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.8^2 + 2.81^2} = 2.92\text{MPa} < 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié BAEL9 (article I.III)}$$

• **Calcul des armatures transversales**

On fixe l'espacement comme suit :

▪ **En travée :**

$$S_t = 15\text{cm}$$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.6 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.6\text{cm}^2$$

- **En appuis :**

$$S_t = 10\text{cm}$$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.6 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.40\text{cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.6 + 0.4 = 1.0\text{cm}^2. \text{ On opte 1 cadre et 1 étrier de } \Phi 8 \Rightarrow 4 \Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$$

- ❖ **Section d'armatures finale**

- **En travée :**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.62 + \frac{4.04}{2} \Rightarrow A^t = 6.64\text{cm}^2$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88\text{cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.97 + \frac{4.04}{2} \Rightarrow A^a = 4.99\text{cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^a = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.6 + 1.004 = 1.60\text{cm}^2. \text{ On opte } A_T = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et étrier } \Phi 8)$$

- ❖ **Vérifications à L'ELS :**

- **États limite de compression de béton :**

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.

- **En travée :** $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 6.88) \times y - 15 \times 6.88 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 10.85\text{cm}$

- **En appui :** $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 5.65) \times y - 15 \times 5.65 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 10.06\text{cm}$

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

- **En travée :**

$$I = \frac{30 \times 10.85^3}{3} + 15 \times 6.88 \times (28 - 10.85)^2 \Rightarrow I = 49479.41\text{cm}^4$$

- **En appui :**

$$I = \frac{30 \times 10.06^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (28 - 10.06)^2 \Rightarrow I = 37438.75\text{cm}^4$$

▪ Entravée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{30.71 \times 10^{-3}}{49479.41 \times 10^{-8}} \times 10.85 \times 10^{-2} = 6.73 MPa \leq 15 MPa \dots \text{vérifiée}$$

▪ En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{18.06 \times 10^{-3}}{37438.75 \times 10^{-8}} \times 10.06 \times 10^{-2} = 4.85 MPa \leq 15 MPa \dots \text{vérifiée.}$$

• État limite de déformation :

• Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.103 > \frac{30.71}{10 \times 36.5} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.28} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière :

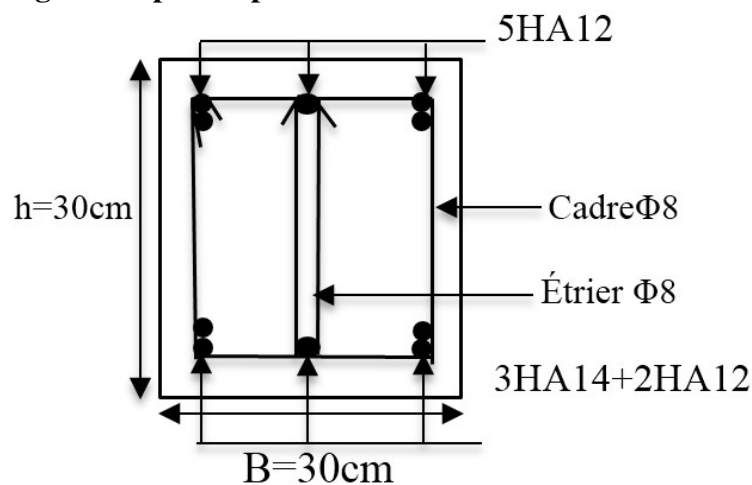


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Étude de la poutre brisée :

III.5.1. Dimensionnement :

Selon la condition de la flèche :

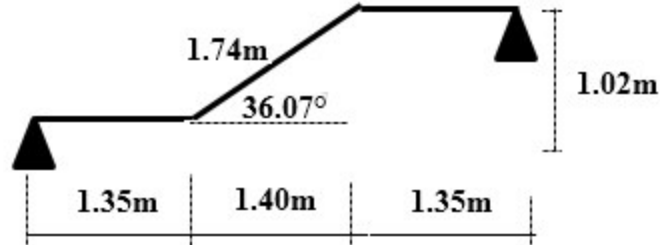


Fig. III.30. Schéma statique de la poutre brisée de l'escalier.

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

$$L=1.35+(1.40/\cos 36.07^\circ)+1.35=4.43\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29.5\text{cm} \leq h \leq 44.3\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 35\text{cm} \\ h \geq 45\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul à la flexion simple :

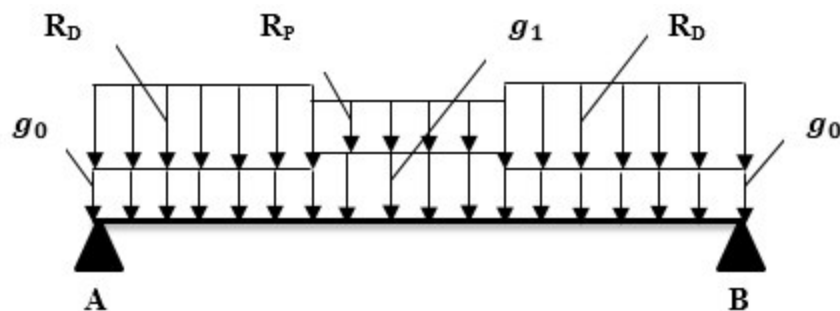


Fig. III.31. Schéma statique de la poutre brisée de l'escalier.

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.35 \times 0.45=3.93 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.35 \times 0.45/\cos 36.07^\circ=4.87 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 32.02 \text{ KN/ml}$$

$$R_P = 22.71 \text{ KN/ml}$$

• **Les sollicitations :**

Tableau III.25. Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$M^t = 0.85 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 75.67 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 \times \frac{P_s \times L^2}{8} = 54.96 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = -44.51 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5 \times \frac{P_s \times L^2}{8} = -32.33 \text{ KN.m}$
$M_0 = 89.02 \text{ KN.M}$	$M_0 = 64.66 \text{ KN.M}$
$T = 80.56 \text{ KN}$	

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

La section d'armature à la flexion simple est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultat du ferraillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	75.67	0.082	0.108	41.15	5.29	1.81
En appuis	44.51	0.048	0.062	41.93	3.05	1.81

➤ **Vérfications :**

• **À L'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.43 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 5.29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée
- En appuis : $A_a = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$ vérifiée

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

$$V_u = 80.56 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.53 \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \right. \text{ C'est vérifié.}$$

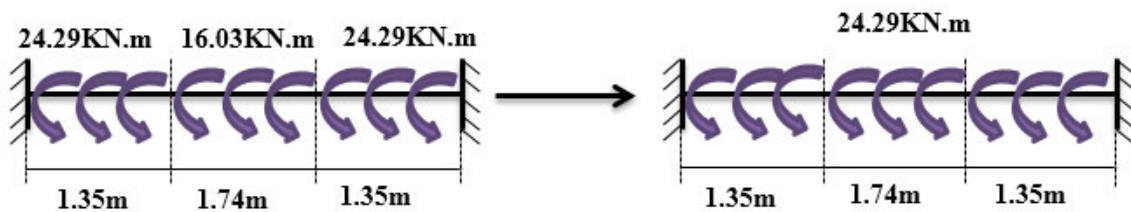
- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2, \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm}.$$

On adopte $A_t = 2\Phi 8 = 1.004 \text{ cm}^2$

1. **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion :



Le moment de torsion est $M_T = 41.66 \text{ kN.m}$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.830 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5.83) \times (45 - 5.83) = 1142.58 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 136.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{41.66 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1142 \times 0.0583} = 3.131 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.53^2 + 3.12^2} = 3.17 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{41.66 \times 10^{-3} \times 1.368 \times 1.15}{2 \times 0.1142 \times 10^{-4} \times 400} = 7.17 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales**

On fixe l'espacement comme suit :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{41.66 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 1.048 \text{ cm}^2$$

❖ Section d'armatures finale

• En travée :

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.29 + \frac{7.17}{2} \Rightarrow A^t = 8.89 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

• En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.05 + \frac{7.17}{2} \Rightarrow A^a = 6.64 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^a = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.80 + 1.048 = 1.84 \text{ cm}^2 . \text{ On opte } A_T = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (2cadre } \Phi 8)$$

❖ Vérifications à L'ELS :

L'espacement:

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}.$$

• États limite de compression de béton :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Élément	$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	54.96	11.88	96408	6.77	15	
Appui	32.33	9.38	61340	4.94	15	

• État limite de déformation :

• Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{443} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.103 > \frac{54.96}{15 \times 64.66} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{9.24}{35 * 43} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

❖ Schéma de ferrailage :

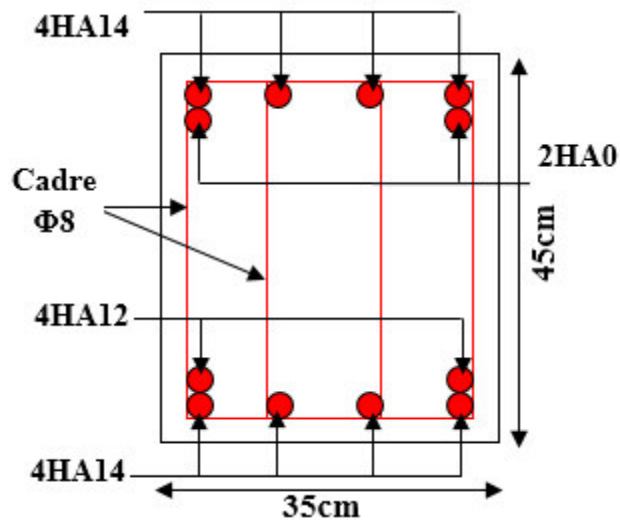


Fig. III.32. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Poutre de chaînage :

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.6.1. Dimensionnement :

$$L_{\max} = 4.80m$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 32cm \leq h \leq 48cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 35cm ; b = 30cm.$$

III.6.2. Calcul de la poutre de chaînage :

- Les charges revenant à la poutre de chaînage :

- ✓ Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 \Rightarrow P_p = 2.62 \text{ KN/m}$

- ✓ La charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times b = 0.75 \text{ KN/m}$

- ✓ Poids des murs : $P_m = 2.93 \times (3.06 - 0.35) \Rightarrow P_m = 7.94 \text{ KN/m}$.

- ✓ Réaction de la dalle :

$$P_u = 1.35 \times (2.62 + 7.94) + 1.5 \times (0.75) + 6.85 \Rightarrow P_u = 22.3 \text{KN/ml} ;$$

$$P_s = 18.29 \text{KN/ml}$$

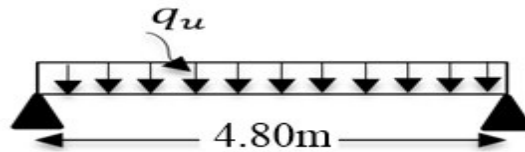


Fig. III.33. Schéma statique de la poutre chaînage.

• Les sollicitations :

✓ À PÉLU :

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 64.22 \text{KN.m} ; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 48.165 \text{KN.m} ;$$

$$M_a = -0.5 M_u = -32.11 \text{KN.m}$$

✓ À PÉLS :

$$M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_s = 51.84 \text{KN.m} ; \quad M_t^s = 0.75 M_s \Rightarrow M_t^s = 38.88 \text{KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 M_s = -25.92 \text{KN.m}$$

➤ Ferrailage :

- Armatures longitudinales

Le calcul se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Résultats de ferrailage longitudinal de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	48.16	0.10	0.137	31.1	4.43	1.19	3HA14=4.62
En appui	32.11	0.069	0.089	31.81	2.89	1.3	3HA12=3.39

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$$

$$\text{Soit un cadre T8 plus un étrier T8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$$

➤ Vérifications à PÉ.L.U :

• **Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 53.52 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.540 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

• **L'espacement :**

1) $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 29.7 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.540 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (\text{CBA Art A.5.1.2.3})$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$.On prend $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

• **État limite de compression du béton :**

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. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Élément	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	38.88	10.25	46630.64	8.54	15	
Appui	25.92	9.01	36562.88	6.38	15	

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.072 > 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.072 > 0.07$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrillage de la poutre de chinage :**

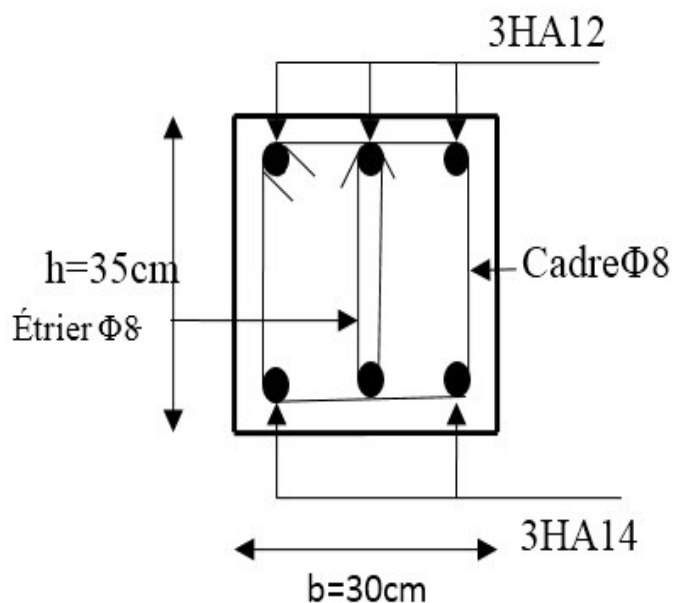


Fig. III.34. Ferrailage de la poutre de chinage.

III.7. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.7.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

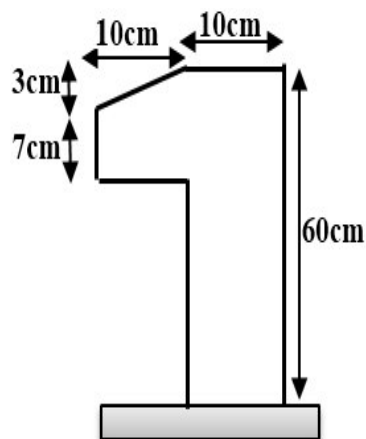


Fig. III.35. Acrotère.

III.7.2. Évaluation des charges et surcharges

➤ Verticales :

Tableau III.30. Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q(KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6*20 = 0.36	2.085	1

➤ **Horizontales** : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

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

Tel que :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**TAB. 6.1 du RPA99**).
- ✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- * Groupe d'usage 2.
- * Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.085 \text{ KN / ml} \end{cases} \Rightarrow F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.025 = 1 \text{ KN}$$

N.B : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.6.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}; y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

$$\underline{\text{A.N}} : \quad \sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{0.6 * 0.1 * (0.1/2) + 0.07 * 0.1 * (0.1 + 0.1/2) + 0.5 * 0.1 * 0.02 * (0.1 + 0.1/3)}{0.069} \Rightarrow x_c = 0.0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0.327 \text{ m}$$

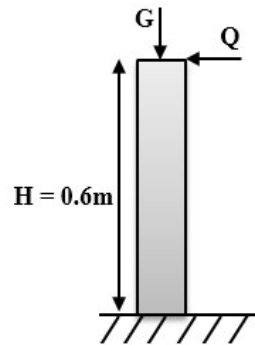


Fig. III.36. Les sollicitations sur l'acrotère.

Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.085 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = F_p * y_c = 1 * 0.327 \Rightarrow M_{Fp} = 0.327 \text{ KN.m.}$$

N.B : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.31. Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitations	RPA99/2003	ELU	ELS
	$G + Q + F_p$	$1.35 * G + 1.5 * Q$	$G + Q$
$N(\text{KN})$	2.085	2.81	2.085
$M(\text{KN.m})$	0.927	0.9	0.6

III.6.4. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{H}{6} = 0.16$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

D'où : $e_a = 0,44 + 0,02 = 0,46m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0,6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,864cm.$$

$$d'ou : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0,864 = 46,864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,085 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2,085 * 0,46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

III.7.5. Ferrailage :

✓ À l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm ;}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

$M_{uG}; N_U$: Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0.98 + 2.085 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 > 0.186 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10^0 /_{00} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0143$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.79 \text{ m}$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{Ls} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.3166 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1, 13 cm}^2/\text{ml)}.$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = 1.5 * (F_p + Q) = 1.5 * 2 = 3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0375 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} = 3.5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{Les sommes des périmètres des barres}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * 3.14 * 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{3 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

Pas de risque par apport à l'adhérence.

✓ À P'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08m$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.125} + (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.31235m$$

$$e_A > d \Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077m$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0 \text{ * C à l'extérieur de la section.}$$

Tel que :

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.2077^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.2077) = -0.1297m^3$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.2077^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.2077)^2 = 0.0164m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.25 \Rightarrow y_{ser} = 0.043m$

• **Calcul des contraintes :**

✓ **Béton :**

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 7.81 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.085 \times 10^{-3}}{7.81 \times 10^{-4}} \times 0.043 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.113MPa < \overline{\sigma_{adm}} = 15MPa$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.085 \times 10^{-3}}{7.81 \times 10^{-4}} \times (0.08 - 0.043) \Rightarrow \sigma_s = 1.5MPa < \overline{\sigma_{adm}} = 240MPa$$

III.7.6. Schéma de Ferrailage :

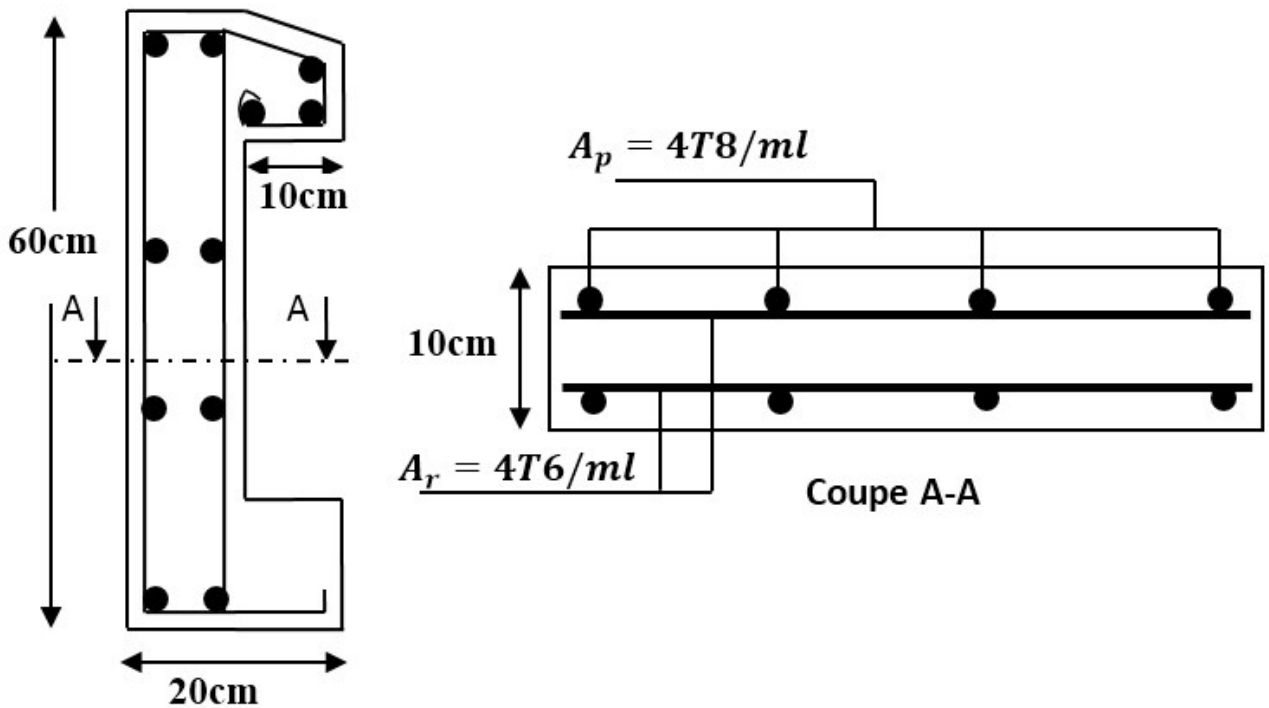


Fig. III.37. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.8. Ascenseur :

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

III.8.1. Description de l'ascenseur :

- **Cabine** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine** : volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond du volume de la cuvette, les parois et les plafonds.
- **Palier** : aires d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette** : partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur de servi par la cabine
- **Hauteur libre** : partie de la gaine situé au-dessus de dernier niveau de servi par cabine
- **Local des machines** : local où se trouve la machine et son appareillage.

III.8.2. Caractéristiques de l'ascenseur : Annexe(4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: charge due à la charge des machines.

$P_m = 102\text{KN}$: charge due à l'ascenseur

$P_{perssones} = 6.3\text{KN}$: la charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: la vitesse.

III.8.3. Étude de l'ascenseur :

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: $L_x = 150\text{cm}$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.5 * 1.7 = 2.55\text{m}^2$

soit alors son épaisseur est $e = 20\text{cm}$.

• Évaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5\text{KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1\text{KN/m}^2$ Poids du revêtement en béton ($e=5\text{cm}$).

$G' = G_1 + G_2 = 6.1\text{KN/m}^2$.

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.55} = 40\text{KN/m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 46.1\text{KN/m}^2$.

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

A. Cas d'une charge répartie :

✓ À PELU :

• Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 46.1 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 63.73\text{KN/m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.7} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Annexe1

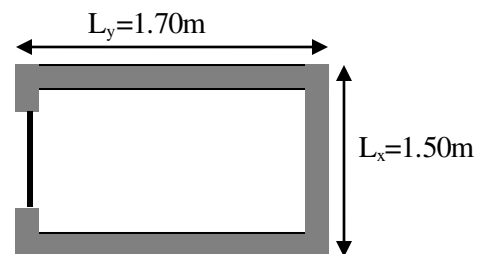


Fig. III.38. Cage d'ascenseur.

- **Calcul des moments :**

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0476 \times 63.73 \times 1.5^2 \Rightarrow M_0^x = 6.825 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.076 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments réels :**

- En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.8 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.31 \text{ KN.m}$

- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -2.73 \text{ KN.m}$

- **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	5.8	0.012	0.016	17.9	0.93	4T8=2.01	$S_t = \min(3e, 33 \text{ cm})$ $S_t = 25$
Travée y-y	4.31	0.010	0.013	16.9	0.732	4T8=2.01	$S_t = \min(3e, 33 \text{ cm})$ $S_t = 25$
Appuis	2.73	0.006	0.0083	16.94	0.46	3T8=1.51	33cm

- ❖ **Vérification à l'E.L.U**

- **Condition de non fragilité**

- **En travée**

On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; avec $e = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.88$

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 A_t^x &= 4T8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\
 A_t^y &= 4T8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}
 \end{aligned}
 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{Vérifiée.}$$

▪ **En appui :**

$$A_u = 3T8/ml = 1.51cm^2/ml < A_u^{min} = 2.05cm^2/ml$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec $A_{min} = 3T10/ml = 2.37cm^2/ml$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.16MPa$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 31.865KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 33.2KN \Rightarrow \tau_u = \frac{33.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 170}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.193MPa < 1.216MPa$ Vérifié

❖ **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 46.1 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 47.1KN/m^2$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0. \end{cases} \Rightarrow 8216 \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.786KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.753KN.m \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels**

▪ **En travée :** Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.92KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.04KN.m$

▪ **En appui :** $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -2.31KN.m$

❖ **Vérification des contraintes :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	Vérifications
Y=0.03m	$\sigma_b = 1.437MPa \leq 15MPa..v\u00e9rifi\u00e9e$ $\sigma_s = 75.48MPa \leq 201.6MPa...v\u00e9rifi\u00e9e$
I=7*10 ⁻⁴ m ⁴	
$\sigma_b = 1.437MPa$	
$\sigma_s = 75.48MPa$	

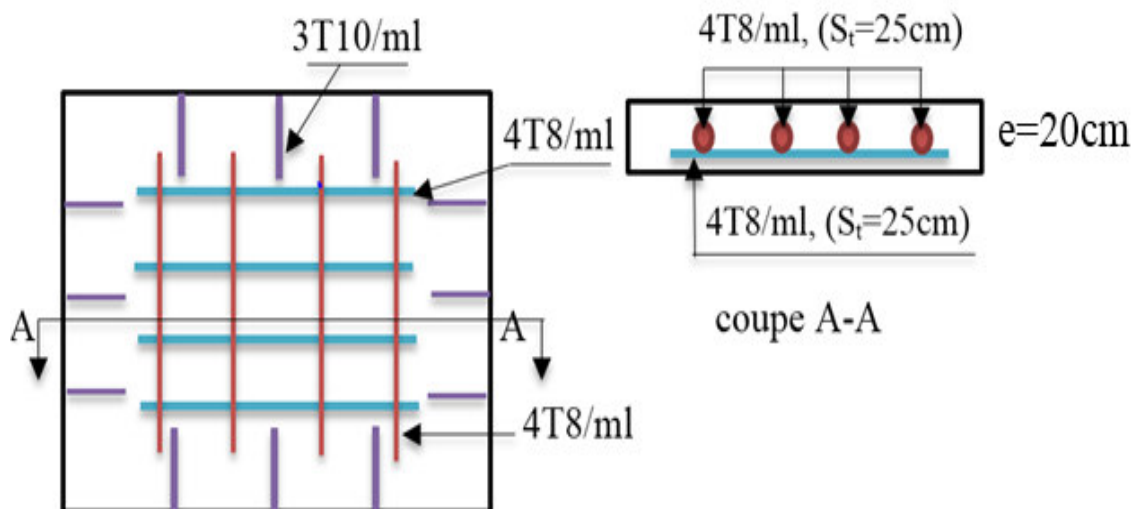
Tableau III.34. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).

Calculs	Vérifications
$Y=0.039\text{m}$	$\sigma_b = 1.3\text{MPa} \leq 15\text{MPa}..v\acute{e}rifi\acute{e}$ $\sigma_s = 65.64\text{MPa} \leq 201.6\text{MPa}...v\acute{e}rifi\acute{e}$
$I=1.20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.3\text{MPa}$	
$\sigma_s = 65.64\text{MPa}$	

Tableau III.35. Vérification des contraintes en appuis.

Calculs	Vérifications
$Y=0.031\text{m}$	$\sigma_b = 0.92\text{MPa} \leq 15\text{MPa}..v\acute{e}rifi\acute{e}$ $\sigma_s = 61.09\text{MPa} \leq 201.6\text{MPa}...v\acute{e}rifi\acute{e}$
$I=0.78611 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.92\text{MPa}$	
$\sigma_s = 61.09\text{MPa}$	

❖ Schéma de ferrailage :

**Fig. III.39.** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.**B. Cas de charges concentrées :**

La charge concentrée qui 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 vitesse.
- $u \times v$: surface d'impact.
- a_0 et u = dimension suivant x-x.
- b_0 et v = dimension suivant y-y.

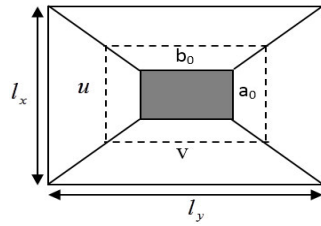


Fig. III.40. Schémas représentant la surface d'impact. niveau

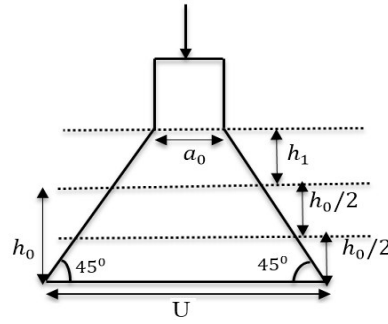


Fig. III.41. Calcul de périmètre au de la feuille moyenne.

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2\xi h \\ v = b_0 + h_0 + 2\xi h \end{cases}$ pour $V=1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

Avec : $h_1=5\text{cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0=20\text{cm}$: Épaisseur de dalle.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$).

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm} \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

BAEL 91(article IV.3)

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

Avec : 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

M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} \Rightarrow \frac{110}{150} = 0.733$ et $\rho = 0.88$

M_2 est en fonction de $\frac{u}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} \Rightarrow \frac{110}{170} = 0.574$ et $\rho = 0.88$

En se référant à l'Annexe, on trouve :

$$M_1 = 0.072\text{KN.m}; M_2 = 0.057\text{KN.m}$$

• Évaluation des moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.064 \\ M_2 = 0.0724 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN}$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455\text{KN}$$

$$M_{x1} = 0.072 \times 139.45 = 10.04\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 0.057 \times 139.45 = 7.94\text{KN.m}$$

• Évaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

On a : $\rho = 0.88$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0479 \times 9.73 \times 1.5^2 = 10.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7438 \times 10.04 = 0.77 \text{ KN.m}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.04 = 11.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.77 = 8.71 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

- **En travée** : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.418 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.4 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **En appui** : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -3.76 \text{ KN.m}$

III.7.4. Ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A_{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.418	0.02	0.025	17.8	1.52	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$ $S_t=25$
Travée y-y	7.4	0.018	0.022	16.84	1.26	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$ $S_t=25$
Appuis	3.76	0.009	0.011	16.92	0.63	3T8=1.51	33cm

❖ **Vérification à l'E.L.U**

• **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_{\min}^x = 1.7 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_x^t}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appui :**

$A_u = 3T8/ml = 1.51cm^2/ml < A_u^{\min} = 2.05cm^2/ml$, la condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec $A_{\min} = 3T10/ml = 2.37cm^2/ml$

• **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440cm$$

$$q_u = 139.45KN \leq \frac{0.045 \times 4.40 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660KN$$

La condition est vérifiée donc pas risque de poinçonnement.

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

$$\text{On a : } u = v = 110cm \Rightarrow V_{\max} = \frac{q_u}{3 * u_c} = \frac{139.45}{3 \times 4.4} = 10.56KN.$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059MPa < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **Calcul à l'ELS : ($\nu = 0.2$)**

• **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = G = 103.3KN$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.072 + 0.2 \times 0.057) \times 103.3 = 8.61KN.m$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 7.37KN.m.$$

• **Les moments dus aux poids propre de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0546 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.87KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8216 \times 0.87 = 0.71KN.m$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.87 = 9.48KN.m$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.71 = 8.08KN.m$$

• **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.058KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.868KN.m \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -3.223KN.m$$

❖ Vérification des contraintes :

Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	Vérifications
Y=0.03m	$\sigma_b = 3.13MPa \leq 15MPa..v\acute{e}rifi\acute{e}e$ $\sigma_s = 235MPa \leq 201.6MPa...Nomv\acute{e}rifi\acute{e}e$
I=7.683*10 ⁻⁵ m ⁴	
$\sigma_b = 3.13MPa$	
$\sigma_s = 235MPa$	

Donc : il faut recalculer la section d'armatures à L'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.233 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.18 \\ A_t^x = 2.362cm^2/ml \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5T8/ml=2.51cm^2/ml.$$

$$S_t \leq \min(3e, 33cm) \text{ alors } S_t=20cm$$

Tableau III.38. Revérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	Vérifications
Y=0.03m	$\sigma_b = 2.85MPa \leq 15MPa..v\acute{e}rifi\acute{e}e$
I=9.33*10 ⁻⁵ m ⁴	
$\sigma_b = 2.85MPa$	

Tableau III.39. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).

Calculs	Vérifications
Y=0.033m	$\sigma_b = 2.93MPa \leq 15MPa..v\acute{e}rifi\acute{e}e$ $\sigma_s = 213.4MPa \leq 201.6MPa..Nom.v\acute{e}rifi\acute{e}e$
I=6.807*10 ⁻⁵ m ⁴	
$\sigma_b = 2.93MPa$	
$\sigma_s = 213.4MPa$	

Donc : il faut recalculer la section d'armatures à L'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.178 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.176 \\ A_t^y = 2.13cm^2/ml \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^y = 5T8/ml=2.51cm^2/ml.$$

$$S_t \leq \min(3e, 33cm) \text{ alors } S_t=20cm$$

Tableau III.40. Revérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	Vérifications
$Y=0.032\text{m}$	$\sigma_b = 2.85\text{MPa} \leq 15\text{MPa}..v\acute{e}rifi\acute{e}$
$I=8.262*10^{-5}\text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.66\text{MPa}$	

Tableau III.41. Vérification des contraintes en appuis.

Calculs	Vérifications
$Y=0.031\text{m}$	$\sigma_b = 1.28\text{MPa} \leq 15\text{MPa}..v\acute{e}rifi\acute{e}$
$I=7.8611*10^{-5}\text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.28\text{MPa}$	$\sigma_s = 85.16\text{MPa} \leq 201.6\text{MPa}...v\acute{e}rifi\acute{e}$
$\sigma_s = 85.16\text{MPa}$	

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{3}{80} = 0.0375 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{3}{80} = 0.0375 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_{tx}}{20*M_x} = 0.0425 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.133 > \frac{M_{ty}}{20*M_y} = 0.0425 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.01}{100*18} = 0.0011 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.01}{100*17} = 0.0011 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.51}{100*18} = 0.0014 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.51}{100*17} = 0.0014 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots v\acute{e}rifi\acute{e}. \end{array} \right.$$

❖ Schéma de ferrailage :

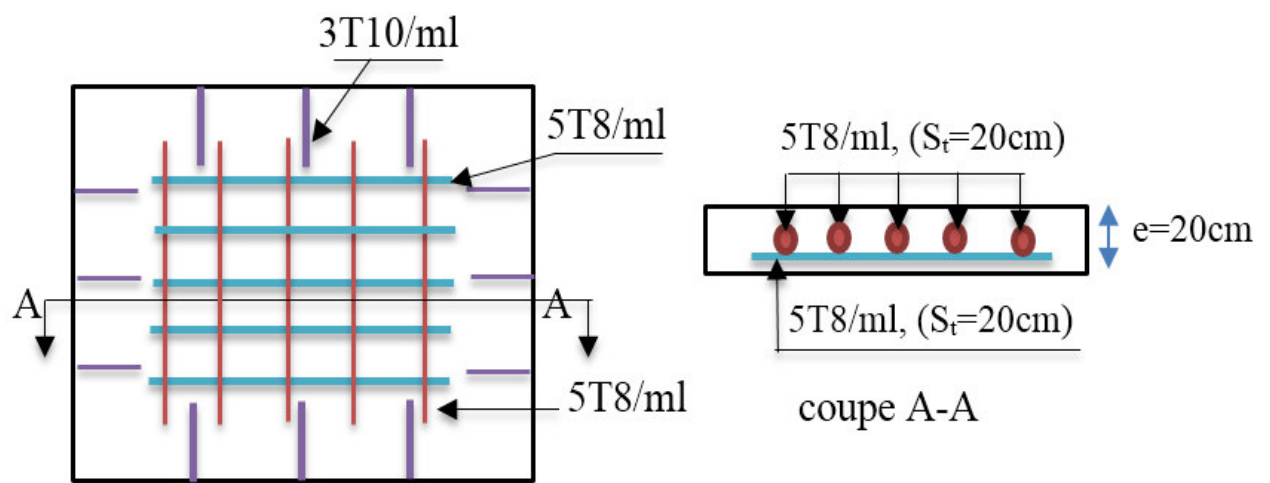


Fig. III.42. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

Chapitre IV

Étude dynamique

Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré.

IV.1. Méthode de calcul :

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique :
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente :**A. Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

B. Conditions d'application :

- La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :
- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
 - Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4.1.2)**.

C. Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : Groupe 2} \\ - \text{Zone sismique : zone II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (**RPA99/version2003**).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

- Q : Facteur de qualité : il est en fonction de :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Conditions	Observation	Pénalités
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Nom observé	0.05
2- Redondance en plan	Nom observé	0.05
3- Régularité en plan	Nom observé	0.05
4- Régularité en élévation	observé	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6- Contrôles d'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA99/2003. **$Q = 1.15$**

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^{n-1,3} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20 \rightarrow$ usage d'habitation, bureau ; $\beta = 0.20 \rightarrow$ usage commerce

D'après le SAP 2000, on trouve $W_{totale} = 35462.205 KN$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

D. Estimation de la période fondamentale de la structure T :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

✓ $T_1 = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

- h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $\Rightarrow h_N = 43.16m$.
- 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, $\Rightarrow C_T = 0.05$

D'où : $T_1 = 0.05 * (43.16)^{(3/4)} = 0.841s$ après majoration : $T_1 = 1.0933s$

$$\checkmark T_2 = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

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

On prend la plus petite valeur de T.

$$\begin{cases} L_x = 18.85m \\ L_y = 9.50m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.894s \\ T_y = 1.260s \end{cases} \Rightarrow \text{Après majoration} \begin{cases} T_x = 1.1663s \\ T_y = 1.638s \end{cases}$$

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_2 : \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type des remplissages « **RPA99 (Tableau 4.2)** ».

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \xi = 8.5\%$

$$\text{D'où : } \eta = \mathbf{0.816} \quad \text{Donc : } \begin{cases} D_x = 1.0435 \\ D_y = 1.0435 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A * D_x * Q_x * W}{R} = \frac{0.15 * 1.0435 * 1.15}{5} * 35462.205 = 1276.66KN \\ V_y = \frac{A * D_y * Q_y * W}{R} = \frac{0.15 * 1.0435 * 1.15}{5} * 35462.205 = 1276.66KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 1276.66KN \\ V_y = 1276.66KN \end{cases}$$

IV.1.2. Méthode d'analyse dynamique :

➤ Méthode spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

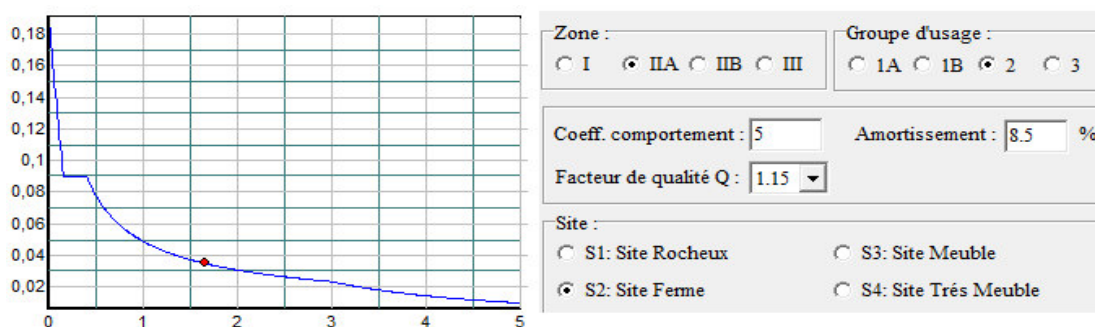


Fig. IV.6. Spectre de réponse de la structure.

B. Hypothèse :

- 1) Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2) Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3) Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- 4) Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

❖ Par accélérogrammes :

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

IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

Vu la forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche de bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc **RPA99/2003(article 3.4)** on doit introduire des voiles, on a opté à cette disposition :

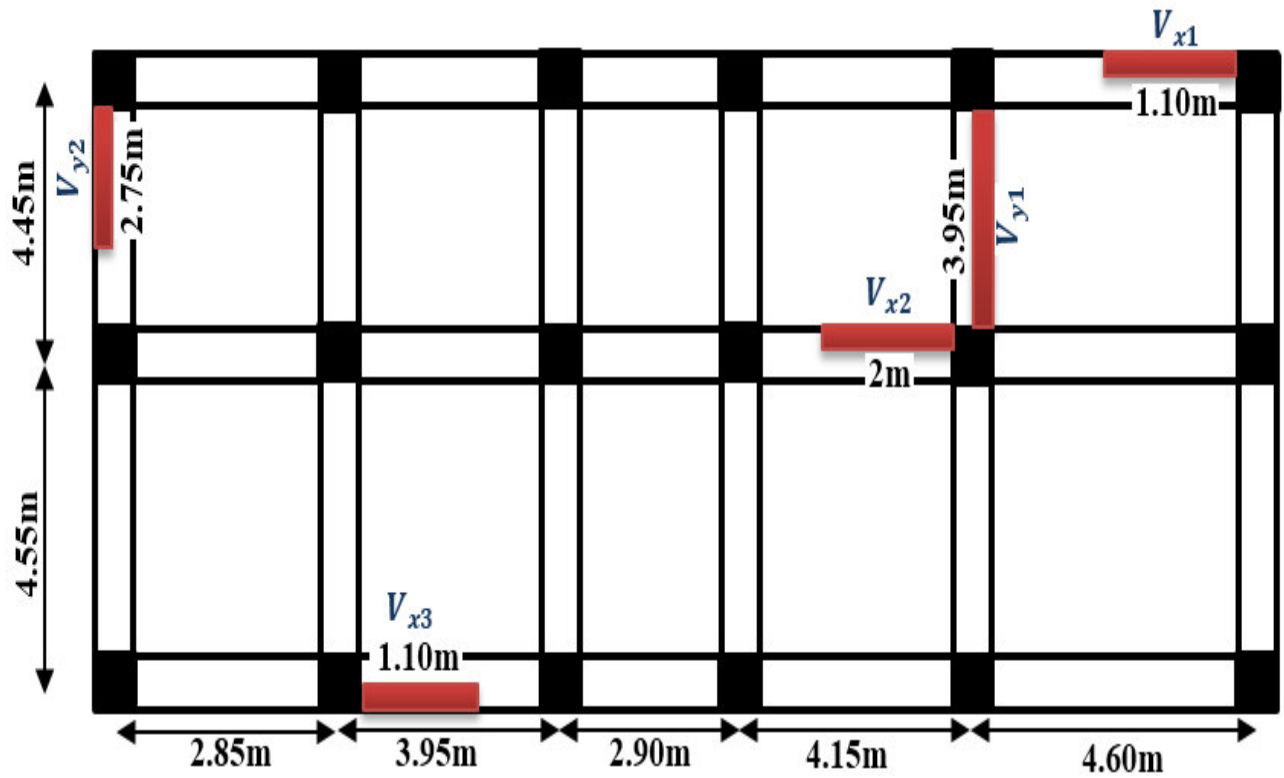


Fig. IV.1. Disposition des voies.

Nous présentons sur la figure suivante la modélisation de la structure :

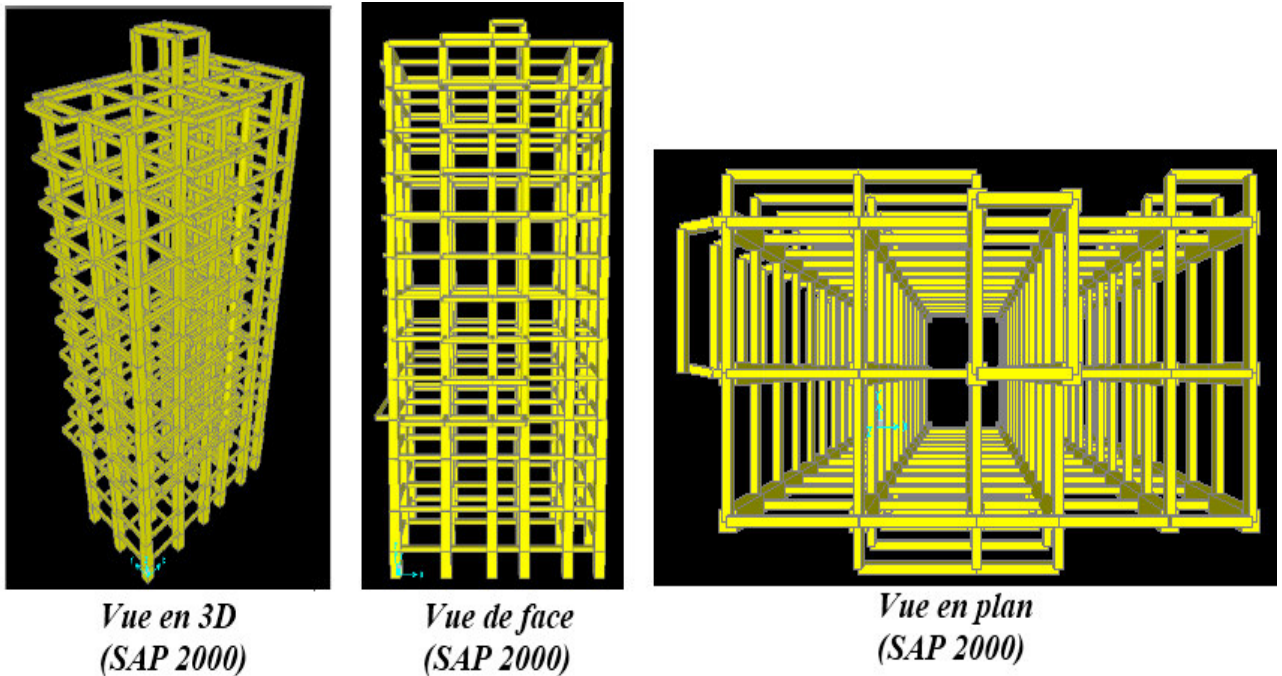


Fig. IV.2. Les différents vus de la structure sur logiciel SAP 2000.

IV.1.2.2. Analyse de comportement de la structure :

+ Mode (1) fondamentale :

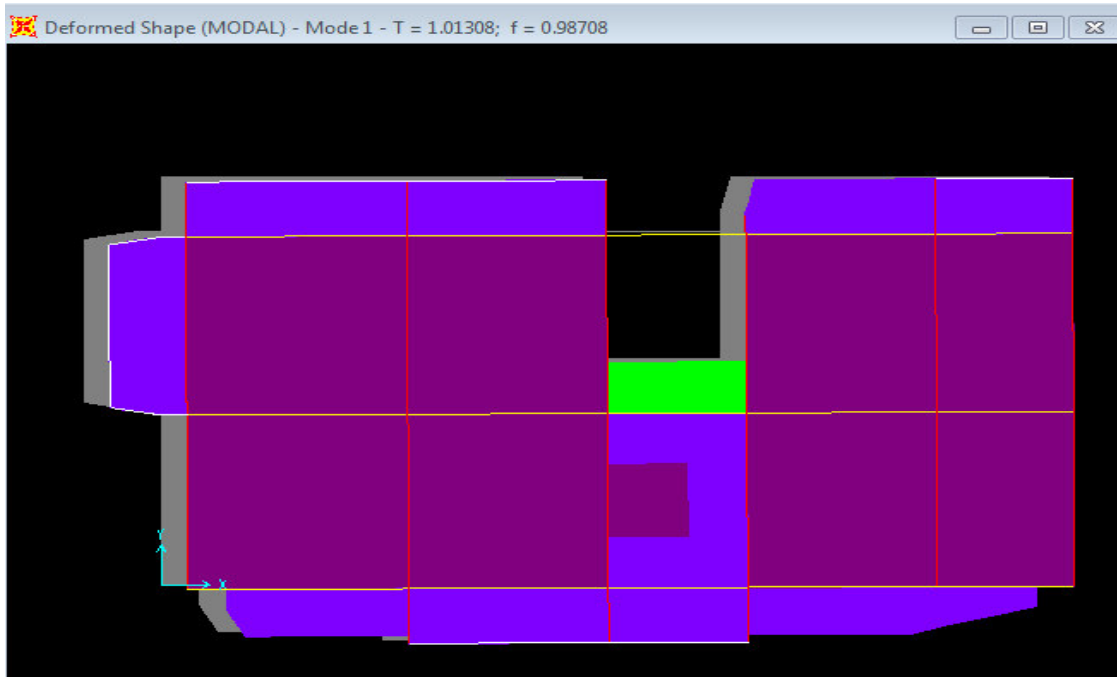


Fig. IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant x) ($T = 1.01308\text{sec}$).

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant(x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T = 1.01308\text{sec}$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques de RPA majorées de 30%. ($T = 1.16\text{sec}$).

+ Mode (2) :

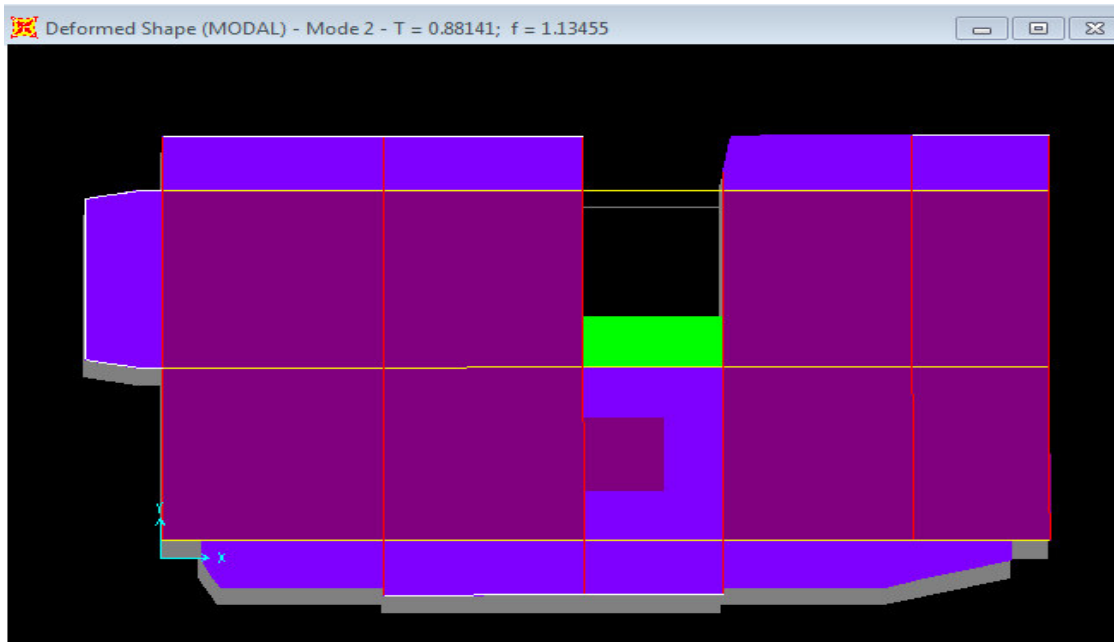


Fig. IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T = 0.88141\text{sec}$).

Mode (3) :

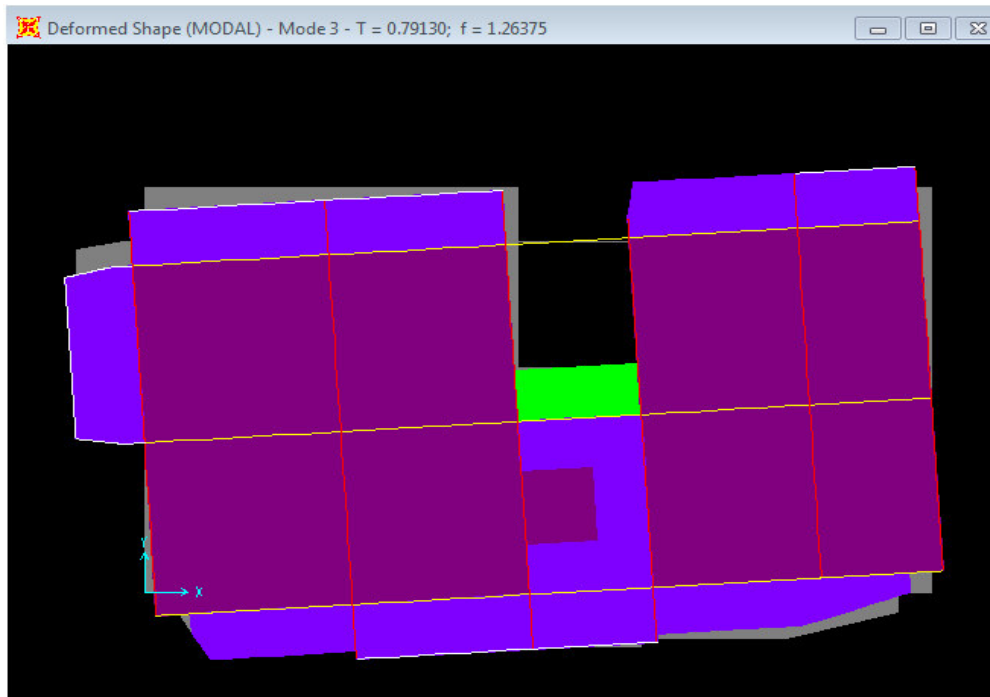


Fig. IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T = 0.79130sec).

➤ Période de vibration et taux de participation des masses modales :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.01813	0.67139	0.06957	0.000008	0.67139	0.06957	0.000008277
2	0.890517	0.07893	0.6121	0.00006	0.75031	0.68166	0.00007168
3	0.795623	0.00819	0.00063	0.000001	0.75851	0.6823	0.00007365
4	0.323741	0.09754	0.00335	0.000007	0.75851	0.68564	0.0000816
5	0.255446	0.00064	0.08917	0.00012	0.85604	0.77482	0.0002
6	0.231355	0.00209	0.06555	0.000049	0.85669	0.84037	0.00025
7	0.205163	0.00039	0.0004	0.00183	0.85878	0.84077	0.00208
8	0.177007	0.00079	0.0003	0.00013	0.85916	0.84107	0.00221
9	0.173125	0.03007	0.00087	0.00011	0.85995	0.84195	0.00232
10	0.156798	5.627E-7	0.0006	0.01794	0.89003	0.84255	0.02025
31	0.110677	0.110677	0.00865	0.00012	0.90751	0.87169	0.02886
46	0.0799915	0.0007	0.00585	0.18776	0.91714	0.9036	0.55384

IV.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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.

IV.2.1. 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 de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3. Interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	Portique	Voiles	Portique%	Voiles%
Sous-sol	34291.094	4420.694	88.58	11.4195
entresol	31243.13	4012.325	88.61	11.38
RDC	28951.594	3616.915	88.89	11.105
1	24133.902	3211.245	88.25	11.74
2	22340.429	3013.601	88.113	11.886
3	19857.023	2746.102	87.85	12.14
4	16523.179	2445.88	87.105	12.894
5	13917.357	1957.008	87.671	12.32
6	11007.832	1787.151	86.032	13.967
7	7539.678	1258.6	85.69	14.30
8	5801.853	1008.278	85.0194	14.805
9	4025.65	923.816	81.33	18.66
10	817.216	130.815	86.2014	13.798

IV.2.2. Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.4. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens(X-X)				Sens (Y-Y)			
	Portique	Voiles	Portique%	Voiles%	Portique	Voiles	Portique%	Voiles%
Sous-sol	843.972	304.214	73.5048	26.495	922.021	347.241	72.6422	27.3577
entresol	822.256	298.58	73.3601	26.632	830.77	309.25	72.87	27.126
RDC	784.881	287.389	73.1980	26.801	851.932	339.684	71.4938	28.5061
1	769.68	278.97	73.39	26.60	849.510	327.16	72.19	27.80
2	690.141	251.688	73.2766	26.723	746.839	305.163	70.9921	29.0078
3	590.254	237.88	71.32	28.67	725.294	299.54	70.77	29.22
4	576.69	211.021	73.2108	26.789	619.467	258.117	70.5877	29.4122
5	564.39	207.38	73.145	26.85	602.724	248.68	70.79	29.20
6	439.515	163.393	72.899	27.789	467.467	198.977	70.1340	29.8659
7	417.371	148.154	73.80	26.197	388.549	150.007	72.146	27.85
8	262.724	94.271	73.593	26.4068	277.04	115.813	70.5200	29.4799
9	244.809	90.299	73.053	26.94	269.090	111.822	70.64	29.35
10	230.625	89.231	72.091	27.9081	250.04	106.8	70.1706	29.929

IV.3. Vérification de résultante de la force sismique :

Selon *RPA99V2003 (Article 4.3.6)*, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Les résultats de Vérification de l'effort tranchant à la base sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn} (KN)$	$V_{sta} (KN)$	V_{dyn}/V_{sta}
Sens x-x	1161.35	1276.77	0.909
Sens y-y	1296.308	1276.77	1.0153

On voit bien que : $V_{dyn} > 0.8V_{sta}$

IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Art : 7.1.3.3})RPA99V2003$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Les résultats de vérification de l'effort normal réduit sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	$B (cm^2)$	$N(KN)$	ν	Observation
Sous-sol et entresol	0.81	3863.848	0.19080	vérifiée
RDC et 1 ^{ère} étages	0.72225	3150.849	0.17444	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	0.49	2505.569	0.20453	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	0.4225	1916.367	0.18143	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	0.36	1356.481	0.15072	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	0.3025	821.578	0.10863	vérifiée
10 ^{ème} étages	0.3025	371.47	0.04912	vérifiée

IV.5. Justification vis-à-vis de déplacements : (Article 4.4.3) RPA99/V2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$)

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ (Article 5.10) RPA99V2003

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats de vérification des déplacements relatifs (sens X-X) et (sens Y-Y) sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs (sens X-X).

Niveaux	Sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
sous-sol	0.03	7.85	0	-0.28	210.0	-0.090	vérifiée
Entresol	0.13	7.55	7.85	-0.30	324.0	-0.093	vérifiée
RDC	0.34	7.15	7.55	-0.40	414.0	-0.097	vérifiée
1	0.5	6.7	7.15	-0.45	306.0	-0.147	vérifiée
2	0.66	6.15	6.7	-0.55	306.0	-0.180	vérifiée
3	0.82	5.5	6.15	-0.65	306.0	-0.212	vérifiée
4	0.96	4.8	5.5	-0.70	306.0	-0.229	vérifiée
5	1.1	4.1	4.8	-0.70	306.0	-0.229	vérifiée
6	1.23	3.3	4.1	-0.80	306.0	-0.261	vérifiée
7	1.34	2.5	3.3	-0.80	306.0	-0.261	vérifiée
8	1.43	1.7	2.5	-0.80	306.0	-0.261	vérifiée
9	1.51	0	1.7	-1.70	306.0	-0.556	vérifiée
10	1.57	0	0	0.00	306.0	0.0000	vérifiée

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

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs (sens Y-Y).

Niveaux	Sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
sous-sol	0.02	0.100	0	0.10	212	0.048	vérifiée
Entresol	0.07	0.350	0.1	0.25	324	0.077	vérifiée
RDC	0.19	0.950	0.35	0.60	414	0.145	vérifiée
1	0.31	1.550	0.95	0.60	306	0.196	vérifiée
2	0.44	2.200	1.55	0.65	306	0.212	vérifiée
3	0.58	2.900	2.2	0.70	306	0.299	vérifiée
4	0.74	3.700	2.9	0.80	306	0.261	Vérifiée
5	0.9	4.500	3.7	0.80	306	0.261	Vérifiée
6	0.06	5.300	4.5	0.80	306	0.261	Vérifiée
7	1.21	6.050	5.3	0.75	306	0.245	Vérifiée
8	1.37	6.850	6.05	0.80	306	0.261	Vérifiée
9	1.52	0.000	6.85	-6.85	306	-2.239	Vérifiée
10	1.66	0.000	0	0.00	306	0.000	Vérifiée

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9)

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que } p_k : \text{ Poids total de la structure et des charges d'exploitations}$$

associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

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

Tableau IV.9. Vérification des effets P-Δ Sens X-X.

Niveaux	Sens X-X					
	$\Delta_K (m)$	$P_k (t)$	$V_k (t)$	$h_k (m)$	θ	Observation
Sous-sol	0	35686.5	1162.166	2.12	0	Vérifiée
Entresol	-1.7	33534.955	1149.231	3.24	-0.1531	Vérifiée
RDC	-0.8	30679.788	1121.659	4.14	-0.052	Vérifiée
1	-0.8	27587.081	1073.001	3.06	-0.067	Vérifiée
2	-0.8	1616.052	424.043	3.06	-0.009	Vérifiée
3	-0.7	21597.421	941.392	3.06	-0.052	Vérifiée
4	-0.7	18723.268	865.795	3.06	-0.049	Vérifiée
5	-0.65	15954.583	786.632	3.06	-0.043	Vérifiée
6	-0.55	13229.48	699.349	3.06	-0.034	Vérifiée
7	-0.45	10956.411	646.329	3.06	-0.0249	Vérifiée
8	-0.4	8275.432	505.205	3.06	-0.0214	Vérifiée
9	-0.3	5830.405	411.073	3.06	-0.0139	Vérifiée
10	7.85	3280.005	288.027	3.06	0.292139	vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des effets P-Δ Sens Y-Y

Niveaux	Sens Y-Y					
	$\Delta_K (m)$	$P_k (t)$	$V_k (t)$	$h_k (m)$	θ	Observation
Sous-sol	0	35686.5	1303.571	2.12	0	Vérifiée
Entresol	-6.85	33534.955	1286.387	3.24	-0.551	Vérifiée
RDC	0.8	30679.788	1281.314	4.14	0.0462	Vérifiée
1	0.75	27587.081	1235.097	3.06	0.054	Vérifiée
2	0.8	1616.052	788.49	3.06	0.0053	Vérifiée
3	0.8	21597.421	1103.372	3.06	0.0511	Vérifiée
4	0.8	18723.268	1021.509	3.06	0.0479	Vérifiée
5	0.7	15954.583	928.374	3.06	0.0393	Vérifiée
6	0.65	13229.48	823.112	3.06	0.0341	Vérifiée
7	0.6	10956.411	813.563	3.06	0.0264	Vérifiée
8	0.6	8275.432	648.744	3.06	0.0250	Vérifiée
9	0.25	5830.405	546.305	3.06	0.008	Vérifiée
10	0.1	3280.005	483.073	3.06	0.0022	Vérifiée

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Étude des éléments structuraux

Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000* dans l'ordre suivant :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8G + E$
- ✓ $0.8G - E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
2. Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/V2003**A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
 - La zone nodale est constituée par le nœud 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**

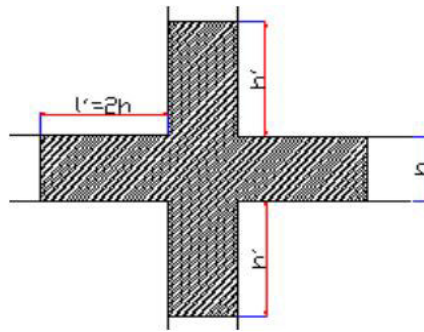


Fig.V.1. Zone nodale.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99/V2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximale dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et entresol	(90*90)	64.8	32.4	48.6
RDC et 1 ^{ère} étages	(85*85)	57.8	28.9	43.35
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(80*80)	51.2	25.6	38.4
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	(75*75)	45	22.5	33.75
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	(60*60)	39.2	19.6	29.4
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	(55*55)	33.8	16.9	25.35
10 ^{ème} étages	(50*50)	28.8	14.4	21.6
Comble	(45*45)	24.1	12.1	18.15

B. Armatures transversales (Art : 7.4.2.2) :

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_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit 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 :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

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 $10\phi_l$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du *RPA99/V2003* sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Les Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	Section	$M_{max} ; N_{corr}$		$N_{max} ; M_{corr}$		$N_{min} ; M_{corr}$	
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN)
Sous-sol et entresol	8100	58.5022	2443.48	3850.7	15.613	1290.286	19.906
RDC et 1 ^{ère} étages	7225	58.66	2089.535	3138.7	16.49	1013.694	7.1357
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	6400	53.64	1980	2495.2	8.96	781.055	19.35
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	5625	62.82	1468.39	1908.01	12.958	599	23.81
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	4900	66.874	987.206	1350.399	14.281	336.325	29.67
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	4225	68.131	116.407	817.765	14.54	95.049	33.973
10 ^{ème} étages	3600	77.25	333.03	370.21	18.54	76.97	23.79
Comble	3025	49.441	66.88	104.064	2.58	87.30	12.20

V.1.3. Ferrailage des poteaux :

a. Armatures longitudinales :

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (Sap 2000)	A _{adopté} (cm ²)
Sous-sol et entresol	(90*90)	64.8	74.32	16HA25=78.54
RDC et 1 ^{ère} étages	(85*85)	57.8	69	14HA25+2HA20=75
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(80*80)	51.2	55.25	12HA25+4HA16=66.95
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	(75*75)	45	40.587	12HA20+4HA16=45.74
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	(60*60)	39.2	38.421	12HA20+4HA14=42.22
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	(55*55)	33.8	27.869	12HA20+4HA12=42.22
10 ^{ème} étages	(50*50)	28.8	25.413	12HA16+4HA12=28.65
Comble	(45*45)	24.1	2.97	12HA16+4HA12=28.65

a. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Secti on (cm ²)	ϕ_i^{\min} (cm)	l_f (cm)	λg	Vu (KN)	l_r (cm)	S _i (zone nodale) (cm)	S _i (zone courante) (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t adopté (cm ²)
Sous-sol	8100	2.5	116.9	1.129	67.34	100	10	15	1.052	6.01	4HA10
entresol	8100	2.5	195.3	2.17	67.34	100	10	15	1.052	6.01	4HA10
RDC	7225	2	258.3	3.03	31.4	100	10	15	0.519	5.9	4HA10
1 ^{ère} étage	7225	2	182.7	2.149	31.4	100	10	15	0.519	5.9	4HA10
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	6400	1.6	182.7	2.283	34.62	100	10	15	0.60	5.12	4HA10
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	5625	1.6	182.7	2.436	40.33	80	10	15	0.75	5.09	4HA10
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	4900	1.4	182.7	2.61	42.59	80	10	15	0.85	5.01	4HA10

8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	4225	1.2	182.7	2.81	43.256	80	10	15	0.93	4.7	4HA10
10 ^{ème} étage	3600	1.2	182.7	3.045	18.54	80	10	15	0.43	4.6	4HA10
Comble	3025	1.2	182.7	3.321	18.934	54	10	15	0.48	4.4	4HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$

V.1.4. Vérification :

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du RDC).

• **Exemple de calcul**

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.583m$)

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$l_0 = 369m \text{ et } N_{\max} = 3150.849KN.; i = 0.24m; \lambda = 10.76; \alpha = 0.834$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (0.85 - 0.02) \times (0.85 - 0.02) = 0.6889m^2$$

$$N_U = 0.834 \times \left[\frac{0.6889 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 76.73 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] \Rightarrow N_U = 12865.51KN$$

$$N_{\max} = 3150.849KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_d (KN)	N_U (KN)
Sous-sol entresol	(90*90)	195.3	0.25	7.812	0.841	78.54	7744	3863.848	14358.028
RDC	(85*85)	258.3	0.24	10.76	0.834	75	6889	3150.849	12815.32
1 ^{ère} étage	(80*80)	182.7	0.29	6.3	0.844	66.95	6400	2506.569	11968.38
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	(75*75)	182.7	0.21	8.7	0.839	45.74	5329	1916.367	9614.49
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(60*60)	182.7	0.17	10.56	0.834	42.22	3364	1356.481	8001.5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(55*55)	182.7	0.15	11.56	0.831	42.22	2809	821.578	5477.75
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	(50*50)	182.7	0.14	13.05	0.827	28.65	2304	371.45	4352.65
10 ^{ème} étage	(45*45)	182.7	0.13	14.05	0.823	28.65	1849	260.47	3446.78
Comble									

On voit bien que $N_{\max} < N_U$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

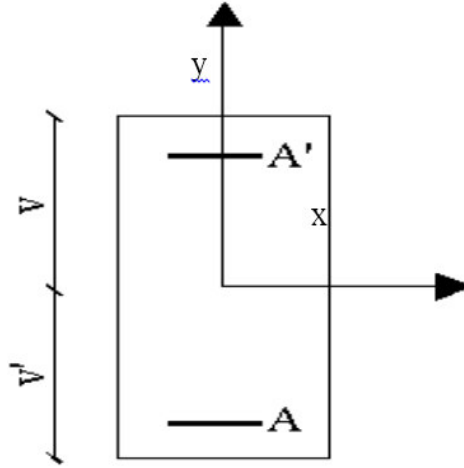


Fig.V.2. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol entresol	(90*90)	85	78.54	57.15	32.84	0.075	2998.03	11.20	3.78	15
RDC 1 ^{ère} étage	(85*85)	80	75	47.25	37.75	0.057	2285.985	11.72	3.25	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	(80*80)	75	66.95	44.72	35.27	0.044	1817.616	6.7348	2.90	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(75*75)	70	45.74	40.91	29.083	0.028	1389.941	9.29	2.60	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(60*60)	55	42.22	39.56	20.432	0.015	984.043	10.25	2.99	15
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	(55*55)	50	42.22	31.11	23.89	0.008	596.507	10.44	2.37	15
10 ^{ème} étage	(50*50)	45	28.65	27.90	22.09	0.006	271.286	10.09	1.53	15
Comble	(45*45)	40	28.65	25.54	19.45	0.004	98.25	9.03	1.048	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le RPA99/V2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique}).$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Sous-sol entresol	(90*90)	195.3	2.17	0.04	85	67.34	0.08	1
RDC	(85*85)	258.3	3.03	0.04	80	31.4	0.05	1
1 ^{ère} étage	(80*80)	182.7	2.283	0.04	75	34.62	0.057	1
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	(75*75)	182.7	2.436	0.04	70	40.33	0.076	1
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(60*60)	182.7	2.61	0.04	55	42.59	0.129	1
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(55*55)	182.7	2.81	0.04	50	43.256	0.157	1
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	(50*50)	182.7	3.045	0.04	45	18.54	0.082	1
10 ^{ème} étage	(45*45)	182.7	3.321	0.04	40	18.934	0.105	1
Comble								

Du tableau ci-dessus on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentiellles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi$:

$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}$.

On adopte : $L_r = 100\text{cm}$.

$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$

On adopte : $L_r = 85\text{cm}$.

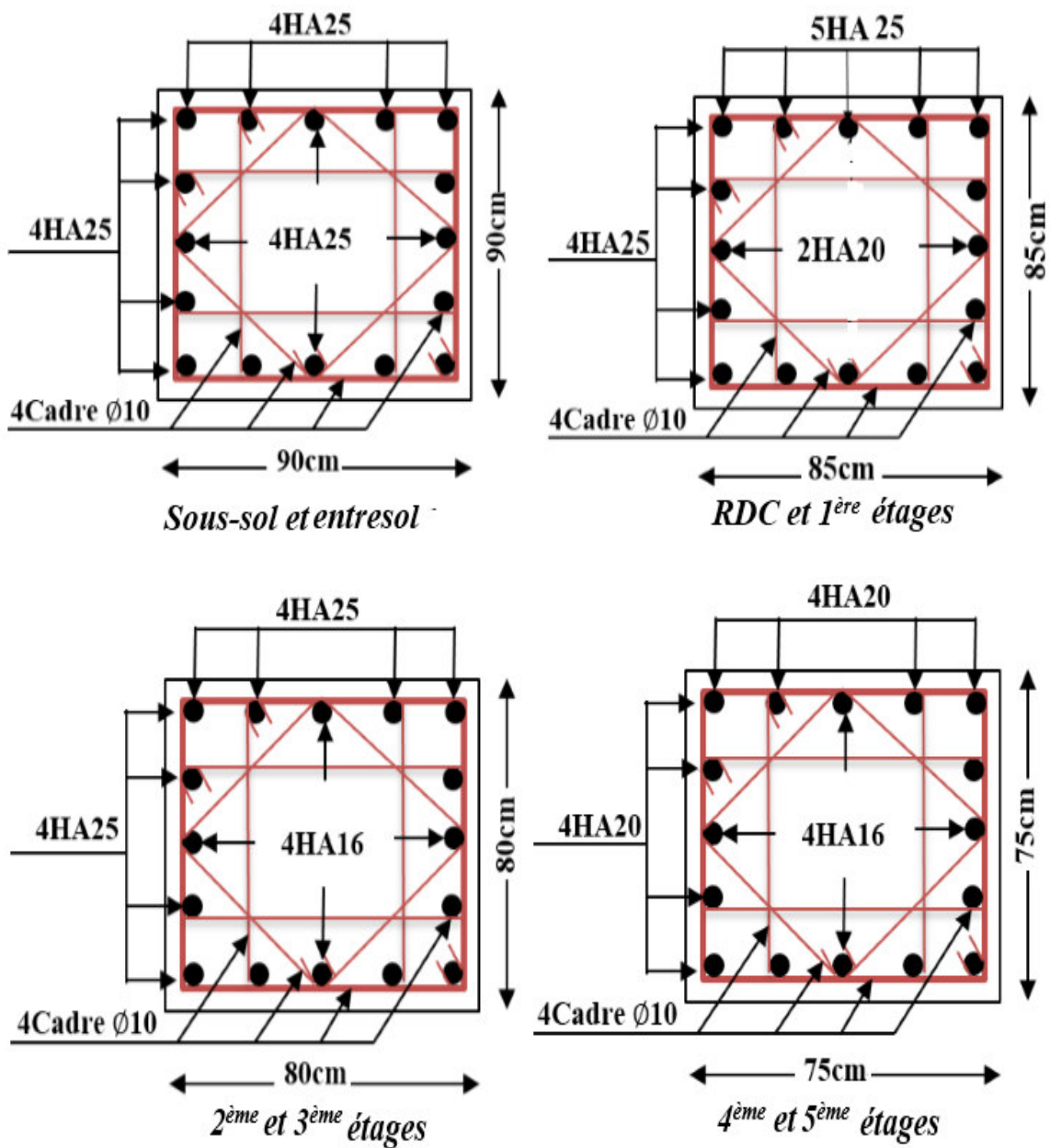
$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$

On adopte : $L_r = 70\text{cm}$.

$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$

On adopte : $L_r = 60\text{cm}$.

V.1.6. Schéma de ferrailage :



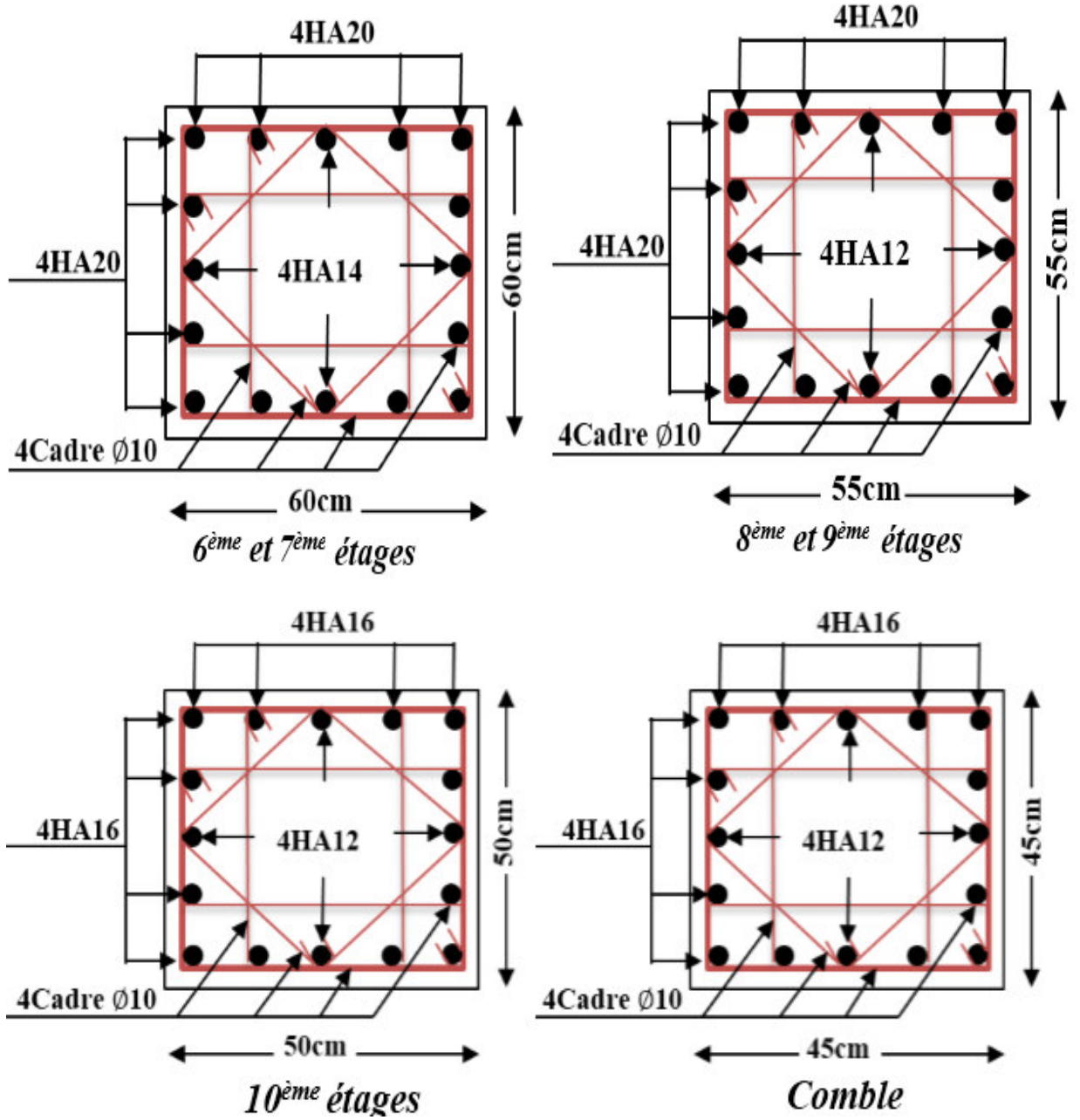


Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau.

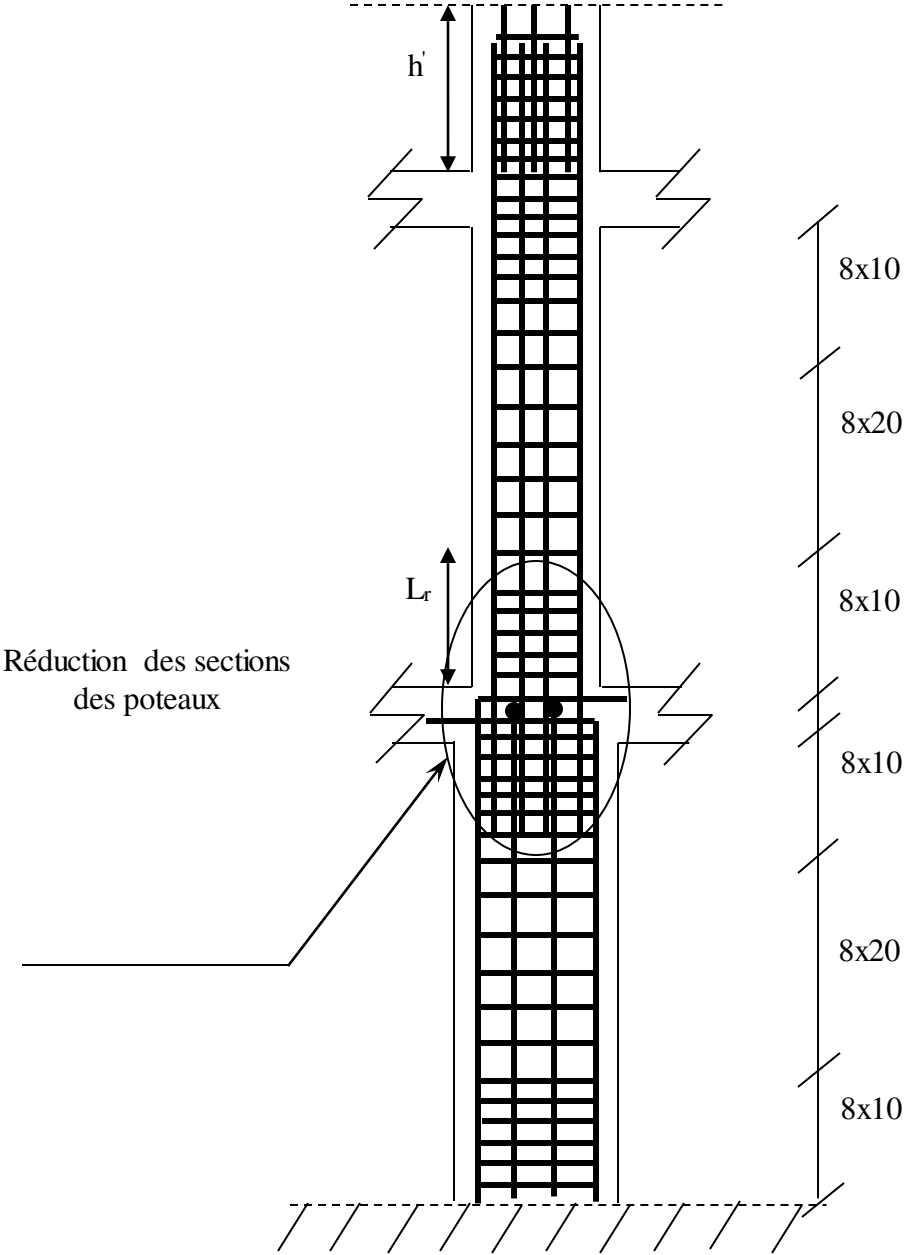


Fig.V.4. Disposition des armatures des poteaux (coupe longitudinale).

V.2. Étude des poutres :

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 trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99 addenda 2003* et celles données par le *BAEL91*.

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 V2003* suivantes :

$$\checkmark 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\checkmark G + Q$$

$$\checkmark G + Q + E$$

RPA99/2003 (Article 5.2)

$$\checkmark G + Q - E$$

$$\checkmark 0.8 \times G + E$$

$$\checkmark 0.8 \times G - E$$

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003

A. Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003(article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales : *RPA99/2003(article 7.4.2.1)*

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_t^{\min} = 0.5\%b \times h$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.8, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Les armatures transversales : RPA99/2003(article 7.5.2.2)**

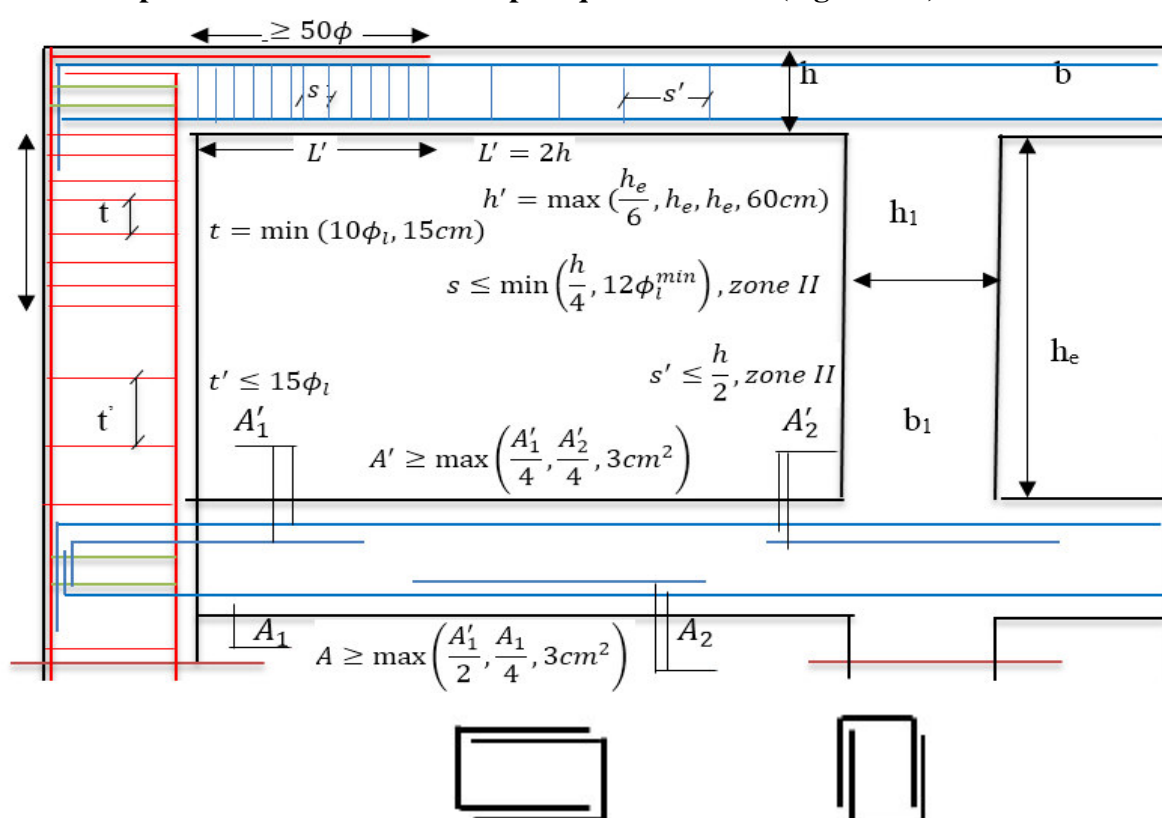
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Minimum de : $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ 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.

➤ **Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**



2U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Fig.V.5. Dispositions constructives des portiques.

V.2.2. Ferrailage des poutres :

• Sollicitations de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
Entresol et RDC	125.695	132.5827	134.183	157.84	149.03	160.827
Services	156.84	165.9451	203.18	200.4075	197.61	189.9
Habitations	123.29	135.4740	160.85	185.92	181.23	175.605
Terrasse inaccessible	81.88	116.41	119.98	90.77	83.059	85

➤ Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin) du RPA.

Tableau V.9. Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Entresol et RDC	principale	(40*45)	Appui	9.14	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	8.75		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
	secondaire	(40*45)	Appui	5.37	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
Services	principale	(40*45)	Appui	8.91	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
	secondaire	(40*45)	Appui	5.21	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
Habitations	principale	(40*45)	Appui	8.91	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
	secondaire	(40*45)	Appui	5.21	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
Terrasse inaccessible	principale	(40*45)	Appui	5.21	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
	secondaire	(40*45)	Appui	5.21	9	3HA16+3HA14 = 10.65cm ²
			Travée	5.21		3HA16+3HA14 = 10.65cm ²

- Les longueurs de recouvrement *RPA99addenda 2003(article 7.5.2.1)*

$$L_r \geq 40\phi_l$$

$$\phi_l = 20mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80cm, \text{ on adopte : } L_r = 80cm$$

$$\phi_l = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64cm, \text{ on adopte : } L_r = 65cm$$

$$\phi_l = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56cm, \text{ on adopte : } L_r = 66cm$$

$$\phi_l = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48cm, \text{ on adopte : } L_r = 50cm$$

$$\phi_l = 10mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1 = 40cm, \text{ on adopte : } L_r = 40cm$$

- Pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux :

✓ En zone courant :

$$< 4\%(b * h)$$

✓ En zone de recouvrement

- Pourcentage totale minimale des aciers longitudinaux :

$$5\%(b * h)$$

➤ Les Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- Poutres principales : $\phi \leq \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right) \Rightarrow \phi = 12mm$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutres secondaires : $\phi \leq \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right) \Rightarrow \phi = 12mm$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- Espacements des armatures transversales :

Selon le *RPA99/2003(article 7.5.2.2)* :

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5cm$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right) = 11.25cm$ on adopte un espacement de 10cm en zone nodale

- Section minimal d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8cm^2$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{\min} = 1.8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.173cm^2 \Rightarrow \text{Pour les poutres principales, la condition est vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.173cm^2 \Rightarrow \text{Pour les poutres secondaires, la condition est vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.203	1.33	Vérifiée
Secondaires	0.189	1.09	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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
Principales	16.68	203	165.94	5.83	-7.5	Vérifiée
Secondaires	16.68	189	197.61	5.43	-9.24	Vérifiée

V.2.4. Vérification à l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa; \sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Principales	Appui	87.53	303750	14.96	4.31	15
	Travée	60.09	303750	14.96	2.95	15
Secondaires	Appui	57.49	303750	14.96	2.31	15
	Travée	63	303750	14.96	3.102	15

• **Vérification de la flèche :**

D'après le **CBA93 et BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont

$$\text{satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ **Poutres principales :**

1) $\frac{h}{L} = \frac{45}{455} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée

2) $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.013$ Condition vérifiée

3) $\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.43} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ Condition vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

1) $\frac{h}{L} = \frac{45}{460} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

2) $\frac{h}{L} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.040$ Condition vérifiée.

3) $\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.43} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ Condition vérifiée.

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5. Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ça, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1.25 , c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \qquad \text{RPA99/2003 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

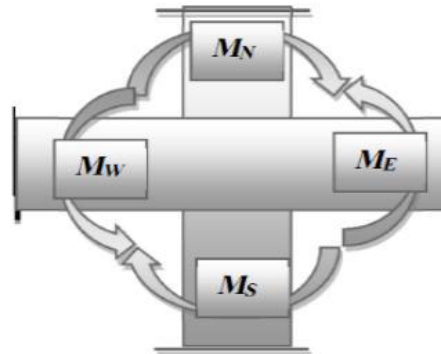


Fig.V.6. Les moment dans la zone nodale.

A. 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 :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec :}$$

$$Z = 0.9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.13. Moment résistant dans les poteaux.

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
(90*90)	81	78.54	2213.88
(85*85)	76.5	75	1996.65
(80*80)	72	66.95	1677.5
(75*75)	67.5	45.74	1074.43
(60*60)	54	42.22	793.39
(55*55)	49.5	42.22	727.28
(50*50)	45	28.65	448.65
(45*45)	40.5	28.65	403.79

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Pour tous les niveaux	PP (40*45)	40.5	10.65	150.10
	PS (40*45)	40.5	10.65	150.10

• **Vérification :**

Les résultats de vérification de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales.

Niveaux	Poutre	M _s (KN.m)	M _N (KN.m)	M _w = M _E (KN.m)	M _N + M _S (KN.m)	1.25(M _w + M _E) (KN.m)	Observation
Entresol	PP	2213.88	1996.65	150.10	4210.53	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
RDC	PP	1996.65	1996.65	150.10	3993.3	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	1996.65	1677.5	150.10	3674.15	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	1677.5	1677.5	150.10	3355	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	1677.5	1074.43	150.10	2751.93	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	1074.43	1074.43	150.10	2148.86	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	1074.43	793.39	150.10	1867.82	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	793.39	793.39	150.10	1586.78	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	793.39	727.28	150.10	1520.67	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	727.28	727.28	150.10	1454.56	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	727.28	448.65	150.10	1175.93	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée
10 ^{ème} étage	PP	448.65	403.79	150.10	852.44	375.25	vérifiée
	PS			150.10			vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres sauf dans les deux dernières étages donc selon RPA99/03 (Article 7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.6. Disposition constructives des armatures dans les poutres :

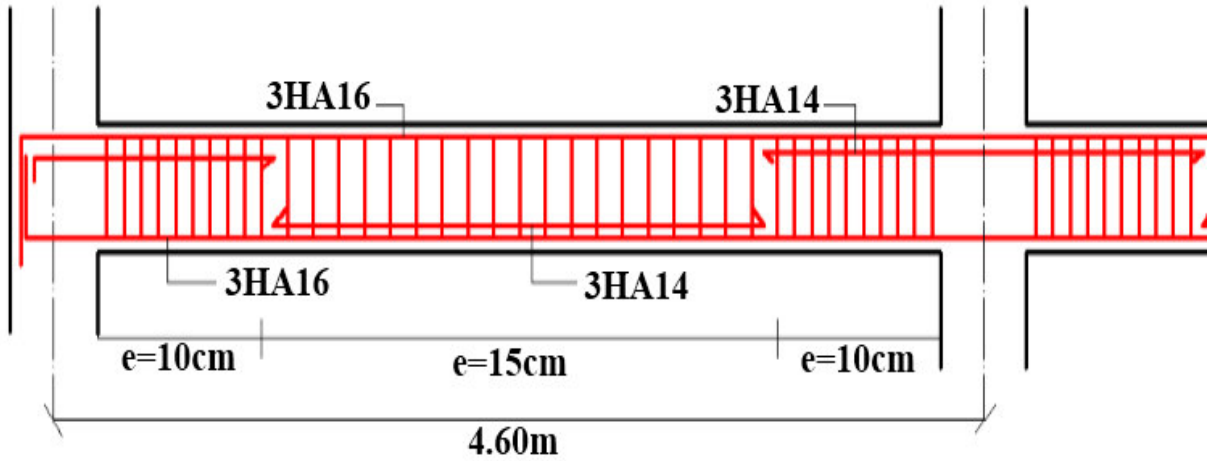


Fig.V.7. Disposition constructive des armatures dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

On a le même ferrailage pour tous les niveaux

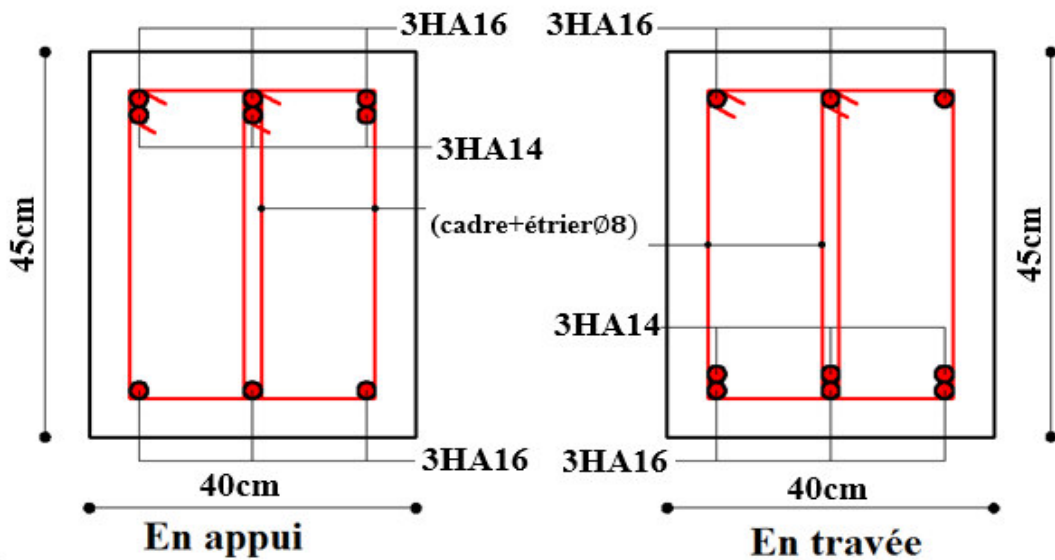


Fig. V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires pour tous les niveaux.

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 II_a (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, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\checkmark \text{ Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

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.

V.3.1. Recommandation du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2\% \times (L_t \times e)$

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 $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- À chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

✓ 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 et possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Disposition des voiles :

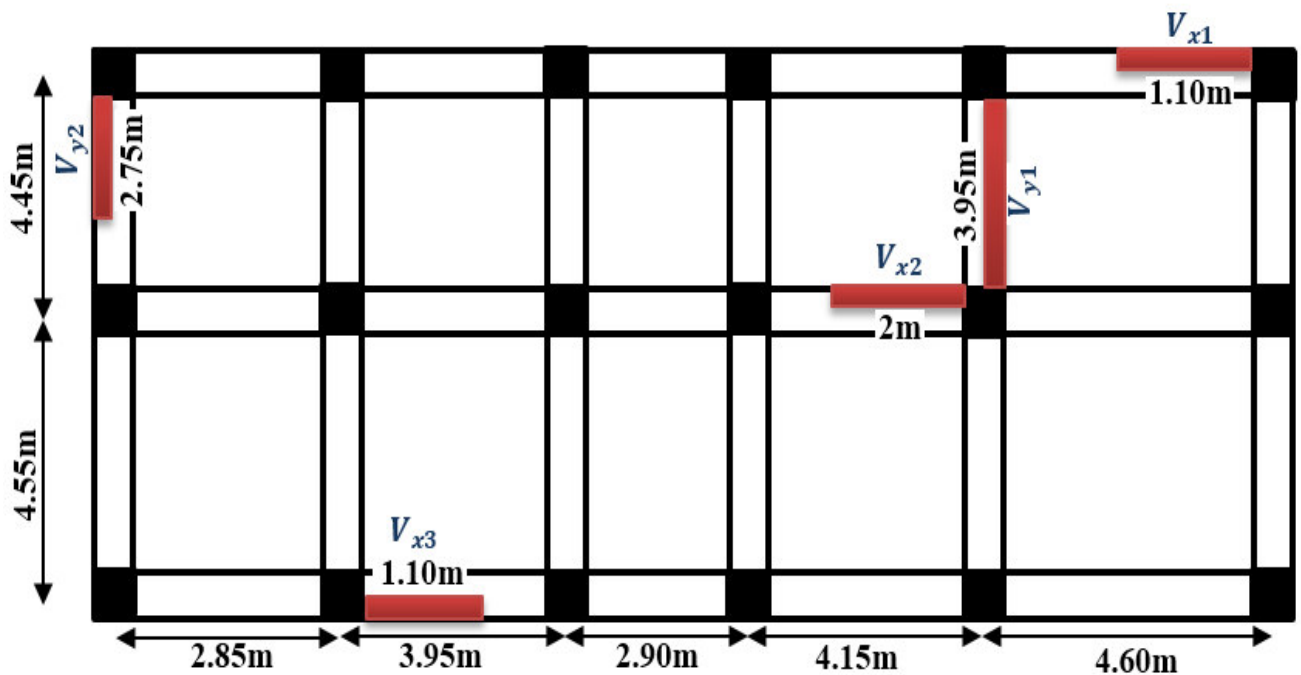


Fig. V.9. Schéma de répartition des voiles.

V.3.3. Les sollicitations calculées dans les différents types des voiles :

- Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} = V_{x3} = 1.10\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$V_d(KN)$
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN)	
V_{x1}	Sous-sol et entresol	189.64	540	681.27 7	150.047	33.188	-145.96	458.23
	RDC et 1 ^{ère} étages	223.469	455.35	483.57	25.2043	130.307	-88.48	432.1
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	147.3777	431.3	431.3	147.711	74.711	-77.14	412.36
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	120.145	366.92 5	366.92 5	120.145	39.725	-63.68	408.1
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	105.323	242.07 3	242.07 3	105.323	20.311	-45.261	389.23
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	79.435	172.42 1	172.42 1	79.435	-9.373	-24.48	378.2
	10 ^{ème} étages	67.289	78.755	78.755	67.2891	-9.93	-13.132	351.2

Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = 2\text{m}$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$V_d(KN)$
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN)	
V_{x2}	Sous-sol et entresol	661.608	1494.14	2138.944	552.6134	-223.69	-609.37	458.23
	RDC et 1 ^{ère} étages	724.57	1500.619	1500.51	724.57	131.747	-704.57	432.1
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	351.604	1286.56	1286.56	351.604	183.588	-297.36	412.36
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	282.4199	1023.57	1023.57	282.419	227.514	-214.18	408.1
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	227.1033	595.795	699.712	210.8865	158.62	138.8125	389.23
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	187.2715	506.598	506.598	187.2715	-4.339	-36.38	378.2
	10 ^{ème} étages	160.81	178.698	178.698	160.8152	-387.01	-30.914	351.2

• **Sens Y-Y :**

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=3.95m$ à tous les niveaux.

V_{y1}	Niveaux	$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$V_d(KN)$
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN)	
	Sous-sol et entresol	-2725.31	2557.19	2895.06	-371.00	775.985	1981.25	659.143
	RDC et 1 ^{ère} étages	-2939.40	2425.91	2699.72	-444.57	884.532	1583.49	-735.90
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-1760.57	1989.77	2311.21	-306.02	781.62	1111.02	-573.55
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	-1251.00	1582.16	1898.093	-247.36	570.08	626.28	-484.02
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	-528.33	787.237	988.321	-138.10	430.267	362.83	233.80
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	-417.01	637.76	796.77	-115.47	344.595	278.2311	-219.90
	10 ^{ème} étages	-299.33	439.42	530.057	-86.99	216.86	196.36	-147.64

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2.75m$ à tous les niveaux.

V_{y2}	Niveaux	$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$M_{max} ; N_{corr}$		$V_d(KN)$
		M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN)	
	Sous-sol et entresol	-987.24	1028.498	1404.829	-981.80	183.84	805.343	-284.78
	RDC et 1 ^{ère} étages	-987.246	1028.49	1085.79	-136.12	243.377	432.582	-310.79
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-492.90	928.28	928.28	-492.90	163.258	319.626	-236.29
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	-357.657	752.97	752.976	-357.65	98.892	207.70	-195.55
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	-251.037	520.077	520.077	-251.03	53.802	148.147	-151.95
	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	-143.46	349.506	349.509	-143.46	-8.983	73.788	-107.41
	10 ^{ème} étages	349.56	104.42	127.66	-89.79	-3.239	103.28	44.172

V.3.4. 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, et on prend les plus défavorables :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

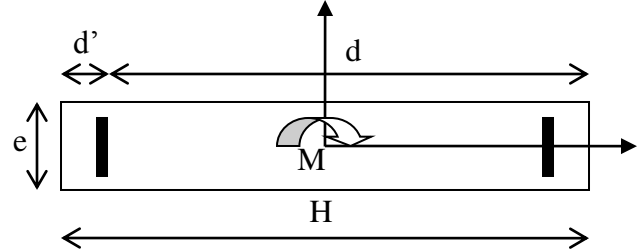


Fig.V.10. Schéma d'un voile pleine.

• **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}, \quad \begin{cases} \text{flexion composé} \\ \text{un effort N = compression} \end{cases} \Rightarrow K = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots \text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Règles communes :**

$$A_{\min} = 0.15\%(L * e), \text{ globalement dans la section du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\%(L_c * e), \text{ en zone comprimé.}$$

$$A_{\min} = 0.20\%(L_t * e), \text{ en zone tendue.}$$

• **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ $A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

✓ A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$

✓ A_v^{adpt} /ml: Section d'armature adoptée par mètre linéaire

• **Exemple de ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul $V \times 2=2m$ de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

• **Calcul sous N_{max} et M_{Corr} :**

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times L$) . La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

$$L = 2m, d = 1.95 m, e = 0.2 m.$$

$$N_{max} = 2.138MN \text{ (Compression)}, M_{Cor} = 0.522MN.m \text{ (Combinaison G+Q+E x)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.258m < \frac{l}{2} = 1m \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow (a) = 4.68MN$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA} \Rightarrow (b) = -0.56MN$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 4.72MN.m$$

$$(a) > (b) \Rightarrow (1) \text{ Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.336$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ; } \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-a}{a} \right)$$

$$a = 0.534, Z = 1.534m, \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-0.621}{0.621} \right) = 2.136\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$\mu_{bu} = 0.336 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 76.96cm^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 23.51cm^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V \times 1$ aux niveaux de deux sol.

$$A_v / \text{face} = 23.51cm^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2.138}{0.2 \times 2} + \frac{0.552}{0.133} \times 0.4583 = 7.245 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = 3.445 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.445 \times 2}{3.445 + 7.245} = 0.64 \text{ m}$$

b) Armatures horizontales :

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; \quad \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 0.4583}{0.2 \times 2} = 1.64 \text{ MPa}$$

Soit : $S_h = 0.15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.54 \text{ m}^2$

➤ Les vérifications nécessaires :

• Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

• Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 2.56 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min(ZT)} \text{ En zone tendue par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 4.708 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min(BAEL)} \text{ Dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 1.44 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min(ZC)} \text{ En zone comprimée par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 4.95 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 23.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 10\text{HA}14 + 4\text{HA}20 = 27.96 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul de voile $V_{X2}=2\text{m}$ sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Résultat de ferrailage du voile $V_{X2}=2m$ à tous les niveaux.

Niveaux		Sous-sol et entresol	RDC et 1 ^{ère} étages	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} étages
e (cm)		20	20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		552.6134	724.57	351.604	282.419	210.886	187.2715	160.815
N(KN)		2138.944	1500.51	1286.56	1023.57	699.712	506.598	178.698
V(KN)		458.23	432.1	412.36	408.1	389.23	378.2	351.2
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (MPa)		1.645	1.55	1.47	1.46	1.39	1.35	1.26
$A_{v\text{ cal}}$ /face (cm ²)		23.51	17.71	9.23	6.43	3.95	3.08	2.17
$A_{v\text{ min}}$ /face (cm ²)		6	6	6	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v adopté/face (cm ²)		10HA14+4 HA20= 27.96	14HA14 = 21.55	14HA12 = 15.83	14HA12 = 15.83	14HA12 = 15.83	14HA12 = 15.83	14HA12 = 15.83
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}$ /face (cm ²)		1.54	1.45	1.38	1.15	1.09	1.03	1.02
$A_h\text{ min}$ /face (cm ²)		6	6	6	4.5	4.5	4.5	4.5
A_h adopté/face (cm ²)		8HA10	12HA10	16HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)		25	25	25	25	25	25	25

Les résultats de calcul de voile $V_{Y2}=2.72m$ sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.21. Résultat de ferrailage du voile $V_{Y2}=2.75m$ à tous les niveaux.

Niveaux		Sous-sol et entresol	RDC et 1 ^{ère} étages	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	10 ^{ème} étages
e (cm)		20	20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		-981.80	-136.12	-492.90	-357.65	-251.03	-143.46	-89.79
N(KN)		1404.829	1085.79	928.28	752.976	520.077	349.509	127.66
V(KN)		-284.78	-310.79	-236.29	-195.55	-151.95	-107.41	44.172
Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (MPa)		0.73	0.80	0.61	0.50	0.39	0.27	0.11
$A_{v\text{ cal}}$ /face (cm ²)		34.7	18.38	17.96	13.16	8.46	5.20	2.12
$A_{v\text{ min}}$ /face (cm ²)		5.5	5.5	5.5	6.18	6.18	6.18	6.18

A_v adopté/face (cm ²)	12HA16 +4HA20 =36.7	16HA14 =	16HA14 =	16HA12 =	16HA12 =	16HA12 =	16HA12 =
S_t (cm)	44.172	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.69	0.75	0.57	0.47	0.36	0.61	0.10
A_h min/face (cm ²)	5.5	5.5	5.5	6.18	6.18	6.18	6.18
A_h adopté/face (cm ²)	8HA10	12HA10	16HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25	25

Avec :

S.P.C : Section Partialement Comprimé

S.E.C : Section Entièrement Comprimée

❖ Schéma de ferrailage des voiles (V_{x2} ; V_{y2}) :

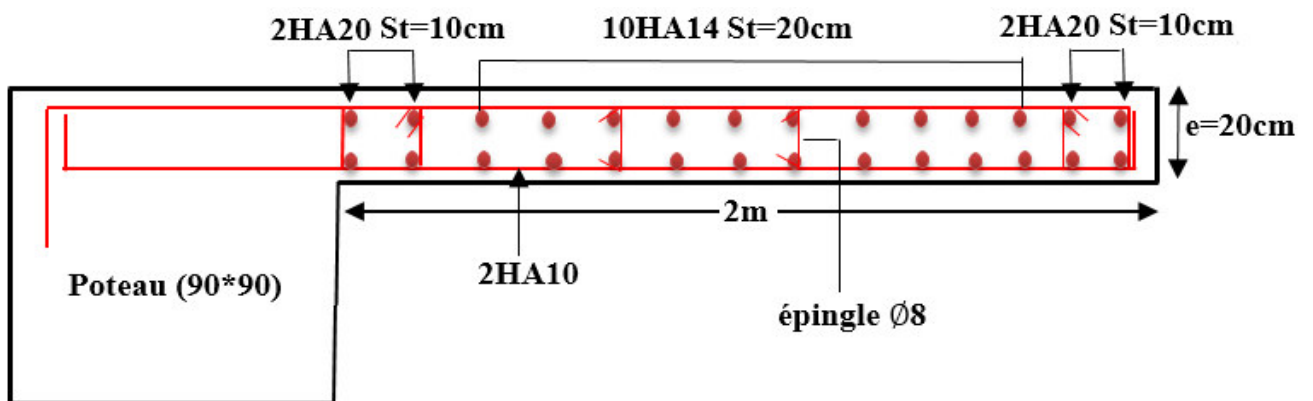


Fig.V.11. Schéma de ferrailage du voile V_{x2} pour les niveaux Sous-sol et entresol.

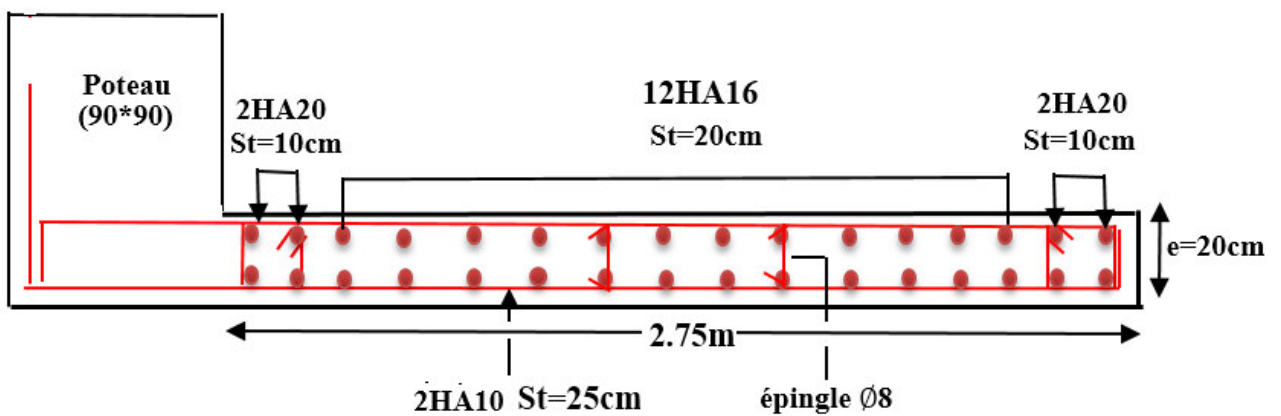


Fig. V.12. Schéma de ferrailage du voile V_{y2} pour les niveaux Sous-sol et entresol.

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 adoptée est le maximum donnée par le RPA .Il est notée que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielles (filante ou radier) à au moins 1.30m de profondeur après terrassement des remblais et de prendre une contrainte admissible de $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bars$

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003(Art.10.1.4.1)}$$

D'une manière générale les doivent répondre à la relation suivant :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec } N : \text{ poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du 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.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($\alpha \times \alpha$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$)

$$\text{La vérification à faire : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle obtenu le SAP2000.

$$N = 2798.03KN$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol.

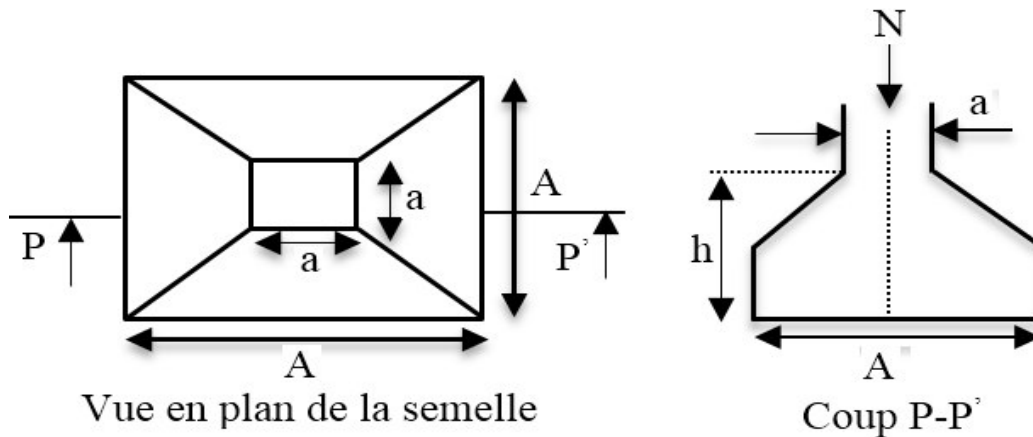


Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

Choisissons deux poteaux de section (90*90) dans la structure ou la distance entre eux est de dans le sens

On a : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bars$ $A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}, \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.9 \times 2.79803}{0.9 \times 0.15}} \Rightarrow A \geq 4.31m$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x varie entre 2.85m et 2.90m
 On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 06 poteaux.

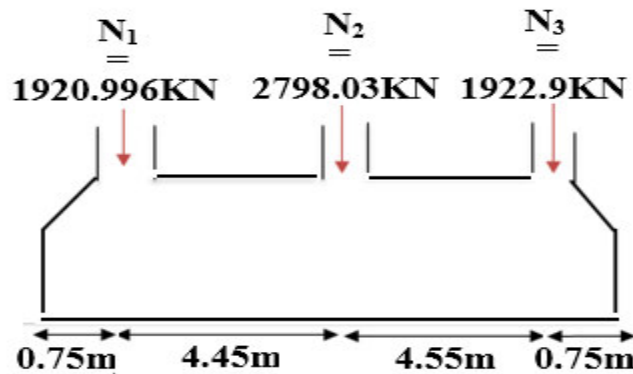


Fig.VI.2. Schéma d'une semelle filante.

Avec :

N_i : L'effort provenant du poteau <<i>>

$N_1 = 1920.996KN; N_2 = 2798.03KN ; N_3 = 1922.9KN$

$N = \sum N_i + P_{semelle} + P_{Avp} = 6701.926KN.$

$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{6.701}{0.15 \times 10.5} = 4.25m$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Les choix d'emploi un radier général est une solution, afin d'éviter un maximum les désordres dues aux tassements différentielles et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2.1. Pré dimensionnement :

A. Condition de coffrage :

- Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46cm \Rightarrow h_t = 50cm.....(a)$.
- Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{460}{20} = 23cm \Rightarrow h_r = 35cm$.
- L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur de radier.

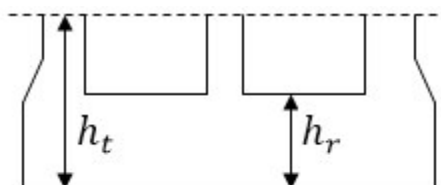


Fig.VI.3. Dimensions de radier.

B. Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} * L_e \geq L_{max} ;$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} ;$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7$ KN/m².
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 * 10^4$ KN/m³
- b : la largeur de l'élément considéré

On a : $I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[4]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} \Rightarrow h \geq 0.65m.....(b)$.

À partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

$$h_t = 70\text{cm} \quad \text{Pour les nervures et radier.}$$

$$h_r = 35\text{cm} \quad \text{Pour le radier.}$$

C. La surface du radier :

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure avec poids de radier.

$$N_{ser} = 34394.34 + (0.35 * 179.075 * 25) = 35961.24\text{KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{35.95124}{0.15} \Rightarrow S_{rad} \geq 237.67\text{m}^2$$

Donc on prend : $S_{rad} = 237.67\text{m}^2$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 18.85 * 9.50 = 179.075\text{m}^2$

$$S_{rad} > S_{bat} \rightarrow \text{On a besoin de débord de largeur} : D > \max\left(\frac{h_t}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D > 35\text{cm}$$

$$D = 1\text{m} \quad \text{Pour les deux sens (x ; y) donc } S_{bat} = 11.5 * 20.85 = 239.775\text{m}^2$$

VI.2.2. Les vérifications nécessaires :

➤ **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541(a)).**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_y}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

$$\sigma_1 = \frac{35.96124}{239.775} + \frac{18.435}{9986.85} \times 10.43 = 0.14\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{35.96124}{239.775} - \frac{18.435}{9986.85} \times 10.43 = 0.13\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.13\text{MPa} < 0.15\text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

✓ **Dans le sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{35.96124}{239.775} + \frac{14.76}{7998.68} \times 4.75 = 0.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{35.96124}{239.775} - \frac{14.76}{7998.68} \times 4.75 = 0.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.14 \text{MPa} < 0.15 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

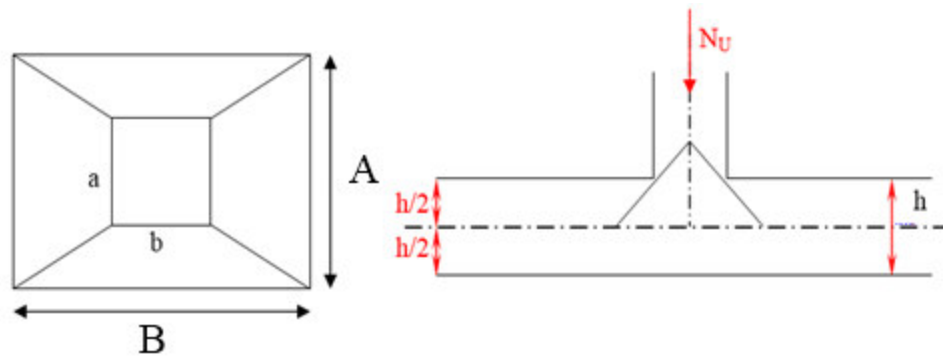


Fig.VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

D'après le **BAEL (Art A. 5. 2. 4. 2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_U \leq Q_U = 0.045 * U_C * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_C : Le périmètre de contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_C = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_i \\ B = b + h_i \end{cases}$$

On trouve

$$U_C = 2 \times ((0.90 + 0.7) + (0.90 + 0.70)) \Rightarrow U_C = 6.4 \text{m}$$

$$N_U = 3.850 \text{MN} \leq 0.045 \times 6.4 \times 0.70 \times \frac{25}{1.15} = 4.38 \text{MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc Pas risque au poinçonnement.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{3.8507 \times 4.6 \times 1}{2 \times 239.775} = 36.93 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.35 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{0.0369}{1 \times 0.27} = 0.136 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{14.76}{35.96124} = 0.41 \text{ m} < \frac{20.85}{4} = 5.21 \text{ m}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{18.435}{35.96124} = 0.51 \text{ m} < \frac{11.5}{4} = 2.87 \text{ m}$$

⇒ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 5.23 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 239.775 \text{ m}^2$).

$$N = 35961.24 \geq 1.5 \times 5.23 \times 239.775 \times 10 = 18810.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau

VI.2.3. La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

Soit :

G_0 : Le poids propre du radier.
 $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{KN/m}^2$.

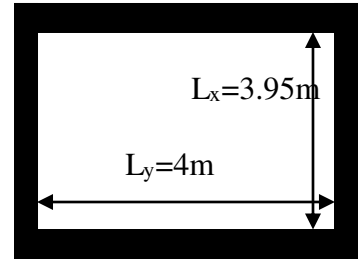


Fig.VI.5. Panneau de dalle

VI.2.4. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{51257.321}{239.775} + 1.35 * 8.75 = 225.58 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{34394.34}{239.775} + 8.75 = 152.194 \text{KN/m}^2$$

À l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 135.153 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 129.003 \text{KN.m}$

• **En travée**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 101.36 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 96.75 \text{KN.m}$

• **En appui**

$M_a^x = M_a^y = 0.4 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -54.061 \text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.35) \text{m}^2$.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage du radier.

Localisation	sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{choisie} (cm ² / ml)	S _t (cm)
En travée	x-x	101.36	9.44	8HA14=12.32	15
	y-y	96.75	8.99	8HA12=9.05	15
En appuis		-54.061	5.22	5HA12=5.65	15

• **Condition de non fragilité :**

✓ **En travée :**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 35 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 0.98$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 2.82cm^2 \\ A_{\min}^y = 2.8cm^2 \end{array} \right.$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 302.79KN$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 297.013KN$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 302.79KN$$

$$\tau_u = \frac{302.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.94MPa < 1.17MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

À l'ELS :

$$v = 0.2 \quad \rho = 0.98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.057 \\ \mu_y = 0.9694 \end{array} \right. \quad (\text{Annexe I})$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.98 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.057 \\ \mu_y = 0.9694 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 135.35KN.m$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times q_s \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 131.21KN.m$$

• **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 101.51KN.m$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 98.407KN.m$$

• **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.4 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -54.14KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes :**

✓ **béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

✓ **l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) = 201.66 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
X-X	M _t ^x = 101.51	12.32	9.18	121995.51	7.63	284.82	Vérifiée pour le béton, et non vérifiée pour acier
Y-Y	M _t ^y =98.407	9.05	8.06	95253.26	8.32	370.98	
Appuis	M _a =54.14	5.65	6.56	73064.40	4.86	282.76	

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ dans le sens x-x n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$.

La condition est non vérifiée, donc on va redimensionner la section d'aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{choisie} (cm ² / ml)	S _t (cm)
X-X	M _t ^x = 101.51	4.91*10 ⁻³	0.334	17.70	6HA20=18.85	15
Y-Y	M _t ^y =98.407	4.76*10 ⁻³	0.304	16.97	9HA16=18.10	15
Appuis	M _a =54.14	2.62*10 ⁻³	0.280	9.21	6HA14=9.24	15

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.Revérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
X-X	M _t ^x = 101.51	18.85	10.91	169050.3	6.55	198.155	Vérifiée pour le béton, et vérifiée pour acier
Y-Y	M _t ^y =98.407	18.10	10.74	143321.45	6.25	189.12	
Appuis	M _a =54.14	9.24	8.13	96683.3	4.55	180.12	

• **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA99/V2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante :

✓ **Sens X-X :**

$$S_t \leq \text{Min}(3 \times h_r; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times h_r; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage de radier :**

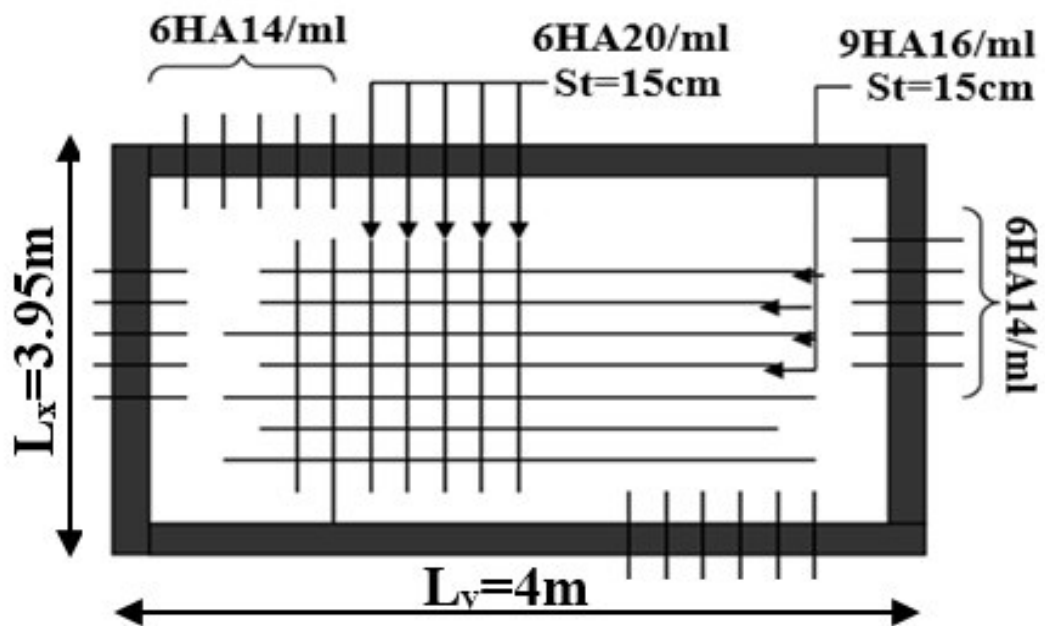


Fig.VI.6. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

➤ **Ferrailage du débord**

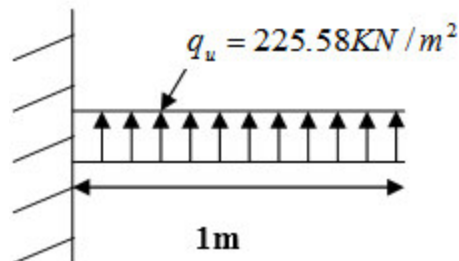


Fig.VI.7. Répartition des contraintes sur le débord.

Le débord est assimilé à une console de 100 cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 225.58 \times \frac{1^2}{2} = 112.79\text{KN.m}$$

$$A = 4.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times L = 225.58 \times 1 = 225.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{225.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage**

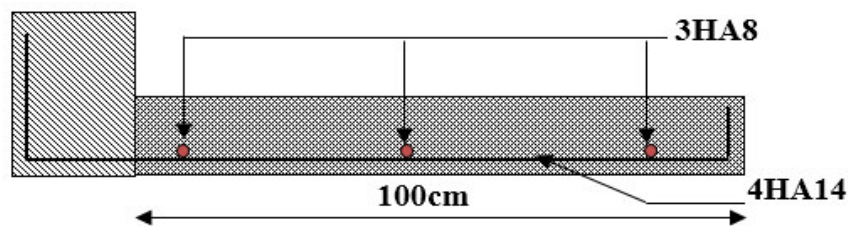


Fig. VI.8 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.3. Étude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyée dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.7 \text{ m}, h_r = 0.35 \text{ m}, b_0 = 0.60 \text{ m}, d = 0.67 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.55}{10}; \frac{4.60}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45.5; 230)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.50 \text{ m}$$

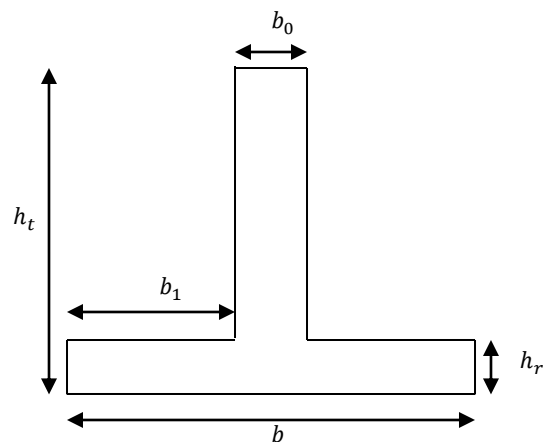


Fig.VI.9. Section de la nervure à ferrailer.

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.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté.</p>

Avec :

$$\checkmark \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} ; \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

VI.3.2. 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

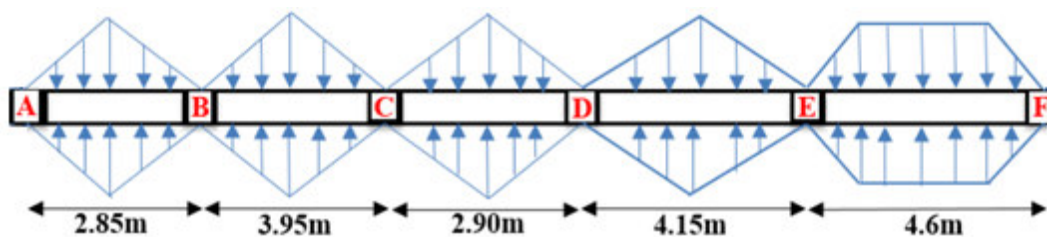


Fig.VI.10. Sollicitations sur la nervure du sens x-x.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal X-X à ELU.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_m(KN/m)$	$M_a(KN.m)$		$X(m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(KN)$
				M_g	M_d			
A-B	2.85	2.28	287.44	-241.60	-339.11	1.30	2.42	1287.25
B-C	3.95	3.16	388.98	-339.11	-339.09	1.97	418.7	
C-D	2.90	2.32	281.975	-339.09	-387.69	1.39	64.58	
D-E	4.15	3.32	411.68	-387.69	-762.94	1.85	318.89	
E-F	4.60	3.68	608.95	-762.94	-241.60	2.48	1114.32	

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal X-X à ELS.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_m(KN/m)$	$M_a(KN.m)$		$X(m)$	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-1	1	1	76	0	-163.00	/	/
A-B	2.85	2.28	177.96	-163.00	-224.76	1.30	-11.92
B-C	3.95	3.16	262.53	-224.76	-237.06	1.97	281.19
C-D	2.90	2.32	220.68	-237.06	-269.49	1.39	-20.90
D-E	4.15	3.32	277.75	-269.49	-514.93	1.85	212.00
E-F	4.60	3.68	410.84	-514.93	-163.00	2.48	754.84
F-1	1	1	76	-163.00	0	/	/

Sens Y-Y :

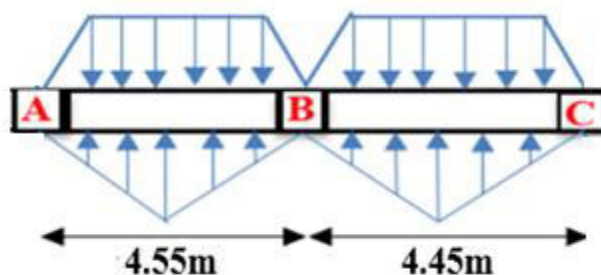


Fig.VI.11. Sollicitations sur la nervure du sens y-y.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal Y-Y à ELU.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P_m(KN/m)$	$M_a(KN.m)$		$X(m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(KN)$
				M_g	M_d			
A-B	4.55	3.64	547.42	-350.54	-1366.6	2.02	1496.924	-1831.04
B-C	4.45	3.56	540.151	-1366.6	-330.28	2.48	1376.48	

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal Y-Y à ELS.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P_m(KN/m)$	$M_a(KN.m)$		$X(m)$	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4.55	3.64	632.58	-245.54	-1054.3	2.02	967.43
B-C	4.45	3.56	614.147	-1054.3	-228.03	2.48	861.03

VI.3.3. Ferrailage :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Tableau de ferrailage des nervures.

Localisation		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{choisie}(cm^2/ml)$
Sens X-X	Travée	1114.32	50.95	12.13	12HA25=58.91
	Appuis	-762.94	36.86	4.85	6HA25+6HA14=38.69
sens Y-Y	Travée	1496.924	70.64	12.13	6HA20+12HA25=77.76
	Appuis	-1366.6	76.40	4.85	6HA20+12HA25=77.76

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.82MPa < \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28} ; 4MPa) = 3.25MPa \quad \text{Vérfié}$$

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.FP$$

Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Tableau VI.10. Vérification des contraintes des nervures de radier.

Localisation		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	754.84	22.81	2319427.223	7.42	215.71	Vérifiée
	Appuis	-514.93	48.066	2429162.247	10.17	60.30	Vérifiée
sens Y-Y	Travée	967.43	25.42	2345100.84	10.48	259.77	Nom vérifiée
	Appuis	-1054.3	26.303	2295808.34	11.93	280.35	Nom vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers dans le sens n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	12HA25=58.91	22.81	2319427.223	7.42	215.71	Vérifiée
	Appui	6HA25+6HA14=38.69	48.066	2429162.247	10.17	60.30	Vérifiée
y-y	Travée	18HA25=88.36	26.69	3104276.50	8.31	188.43	Vérifiée
	Appui	18HA25=88.36	27.52	3095886.98	9.369	201.61	Vérifiée

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\max}\right) = 20mm, \text{ Soit, } \phi_t = 10mm.$$

Soit : 6HA10 = 4.71cm² ⇒ (3Cadre)

• **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.82 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 13.80cm$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.71 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 78.5cm$$

On prend S_t = 10cm en zone nodale et 15cm en travée.

❖ Schémas de ferrailage des nervures :

Sens x-x :

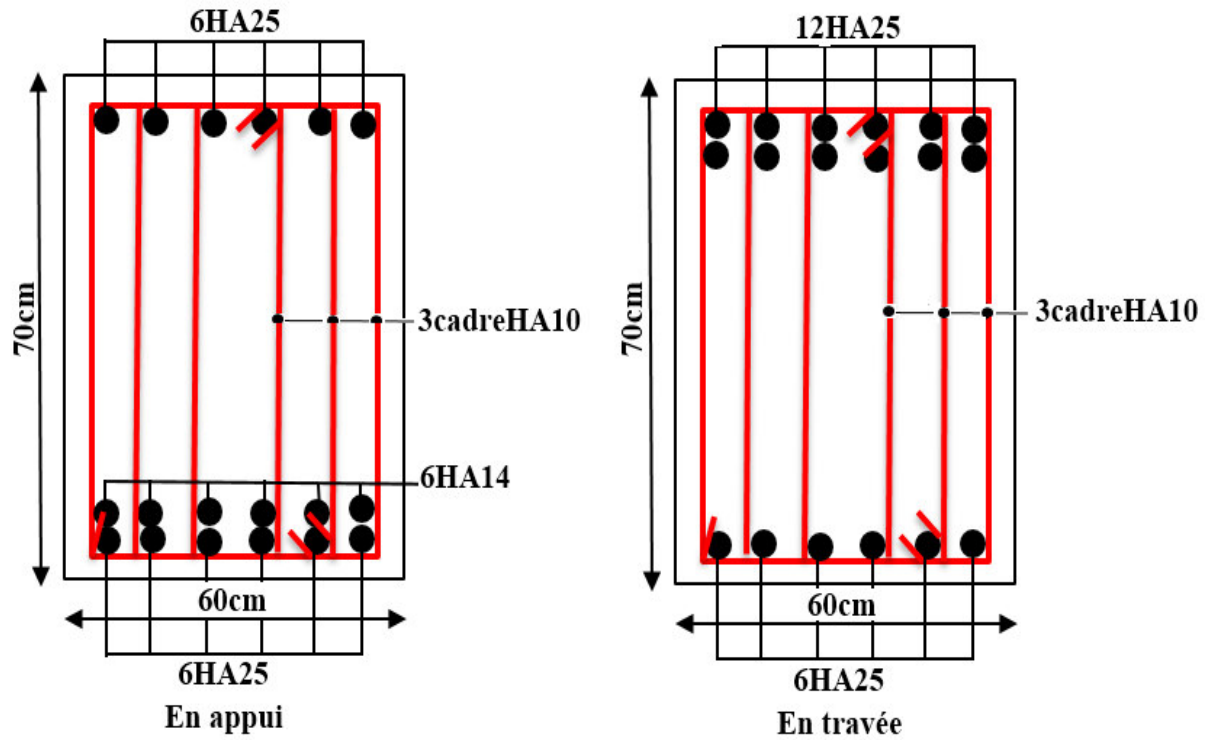


Fig.VI.12. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)

Sens y-y :

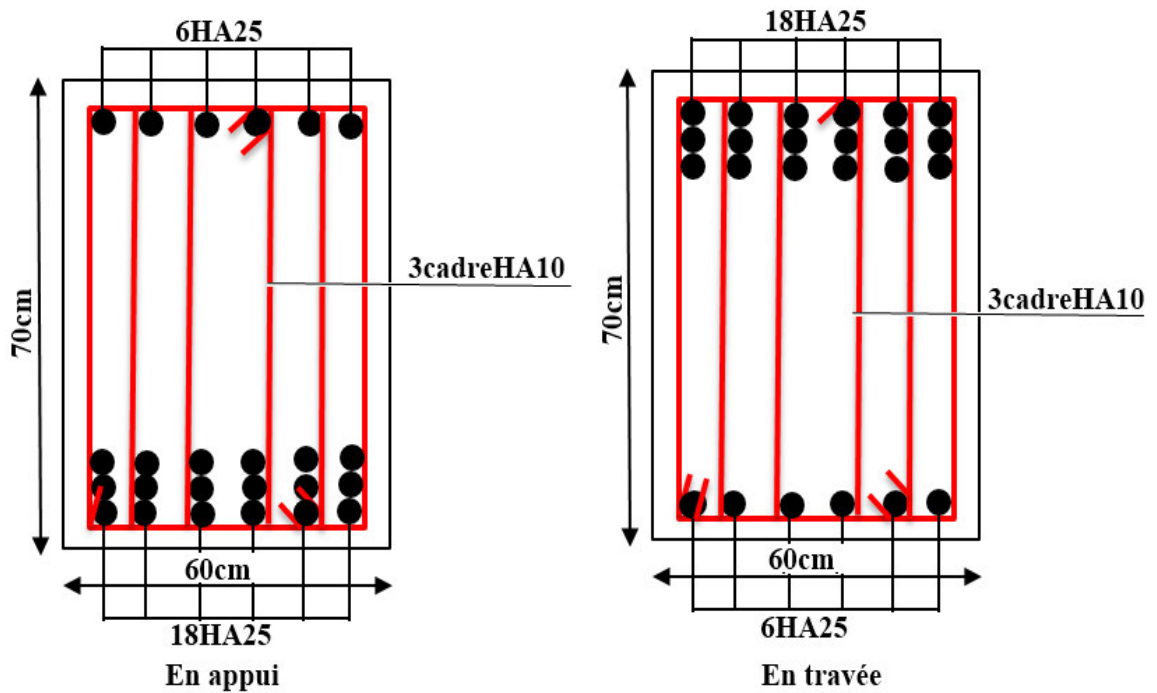


Fig.VI.13. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).

VI.4. Voile périphérique :

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 le 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.

VI.4.1. Dimensionnement de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

En prend, $E_p = 20\text{cm}$

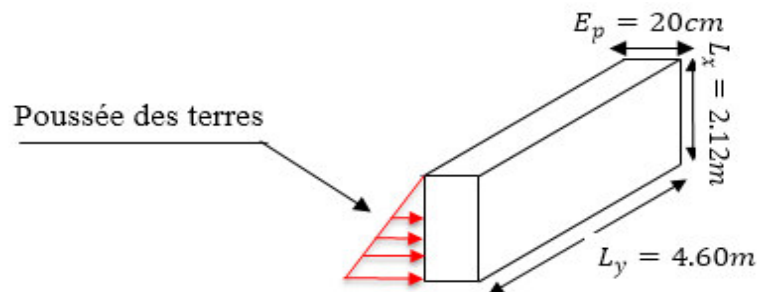


Fig.VI.14. Dimensions de voile périphérique.

VI.4.2. Caractéristique du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20\text{KN}/\text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✓ Cohésion : $C=0$.

VI.4.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

VI.4.4. Sollicitations :

Le voile périphérique est soumis à

A. La poussée des terres :

$$P_1 = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$P_1 = 2.12 * (20 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) -) = 17.21\text{KN}/\text{m}^2$$

B. Surcharge accidentelle :

$$q = 10\text{KN}/\text{m}^2$$

$$P_2 = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow P_2 = 10 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) = 4.06\text{KN}/\text{m}^2$$

VI.4.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ À l'ELU

$$P_u = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 29.33 \text{KN} / \text{m}^2$$

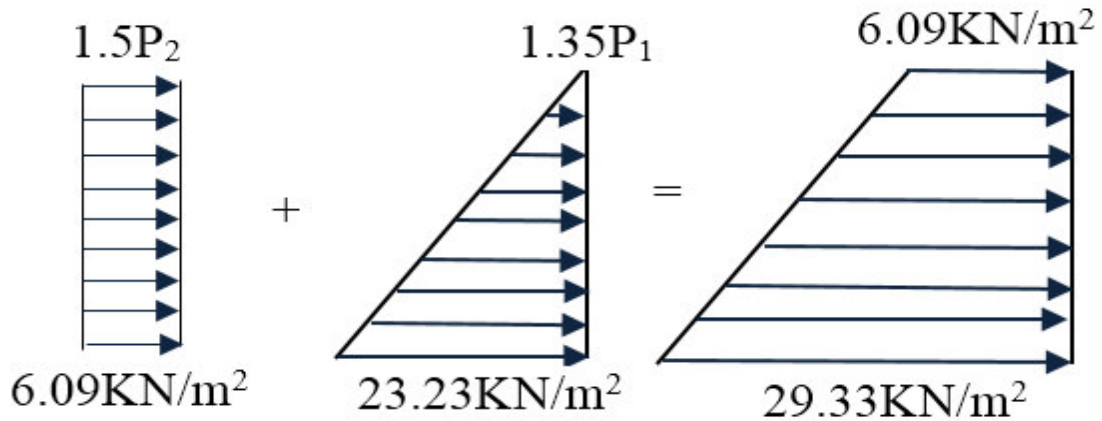


Fig.VI.15. Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcul comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 2.12\text{m} \\ L_y = 4.60\text{m} \\ E_p = 20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min}(h = 0) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 2.12\text{m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 29.33 \text{KN} / \text{m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.52 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.12}{4.60} = 0.46 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \text{ (Annexe I)}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.

Sens	Désignation	$q_u = 23.52 \text{ KN} / \text{m}^2$	
		Travée	Appui
X-X	$M_0 \text{ (KN.m)}$	10.80	10.80
	$M \text{ (KN.m)}$	9.18	-4.32
	$A_{cal} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	1.57	0.735
	$A_{min} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	2	2
	$A_{adoptées} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Y-Y	$M_0 \text{ (KN.m)}$	2.7	2.7
	$M \text{ (KN.m)}$	2.295	-1.08
	$A_{cal} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	0.39	0.18
	$A_{min} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	2	2
	$A_{adoptées} \text{ (cm}^2 / \text{ml)}$	4HA8=2.01	4HA8=2.01

• Vérification au cisaillement :

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 33.2 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{33.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 170}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié}$$

Donc : pas risque de cisaillement

• Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 2.12 \text{ m} \\ L_y = 4.60 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} (h = 0) = P_2 = 4.06 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{max} (h = 2.12 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 17.21 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13.92 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

✓ ELS :

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{array} \right. \quad \text{(Annexe I)}$$

• **Vérification des contraintes :**

✓ **béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.66 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴) × 10 ⁻⁵	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	5.59	2.01	2.99	6.8	2.38	173.87	vérifiée
	Appui	2.63	2.01	2.99	6.8	1.12	81.8	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	1.853	2.01	2.99	6.8	0.79	57.63	Vérifiée
	Appui	0.872	2.01	2.99	6.8	0.37	27.12	vérifiée

• **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA99/V2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante :

✓ **Sens X-X :**

$$S_t \leq \text{Min}(3 \times E_p; 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Alors, } S_t \leq 25\text{cm}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times E_p; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \text{ Alors, } S_t \leq 25\text{cm}$$

❖ Schéma de ferrailages :

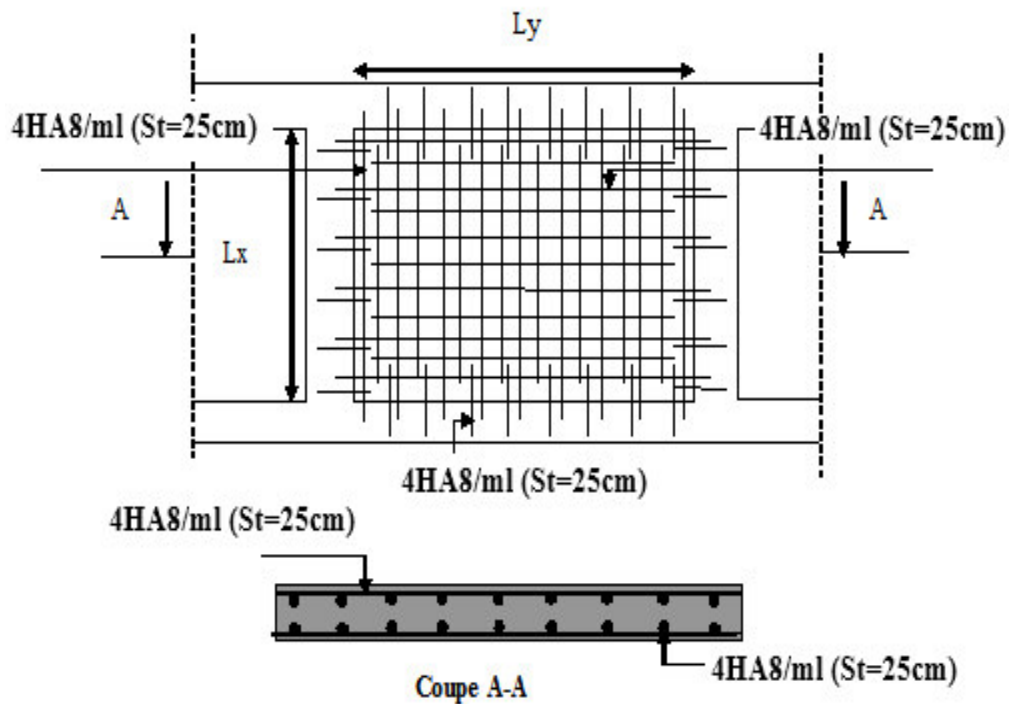


Fig.VI.16. Schéma d ferrailage de voile périphérique.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique d'une hauteur de 2.12m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur l'entresol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 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).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition
Décembre 1993.
- [5] Cours de béton armé, en L3 et M1 Génie Civil.
- [6] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [7] Enceins mémoires de fin d'étude.

Plans de la structure