

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

Université Abderrahmane Mira

Faculté de Technologie

Département génie civil

Projet de Fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

***ETUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS_SOL EN
BETON ARMEE A USAGE D'HABITATION***

Préparé par :

MOUSSI BILLAL

MOUSSAOUI TINHINAN

Dirigé par :

M. BOUKELLOUDA

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le toutpuissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur*

M^r BOUKELLOUDA *Abdelhafid* pour son soutien, ses conseils judicieux.

❖ *Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

❖ *Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

❖ *Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime infiniment

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chères sœurs que j'aime trop et qui m'ont toujours soutenue.

A ma cousine Ghania

A mes amies

A tous mes enseignants.

TINHINAN

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m`en guidés durant toute ma vie, qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes chères sœurs : Hayat, Tinhinane et Lydia.

A mes chers frères.

*A ma moitié **Leila** qui m`a énormément soutenue et à toute ma famille et à tous mes amis.*

MOUSSI Billal

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction	1
II.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Implantation de l'ouvrage.....	1
I.4.Données géotechnique du site.....	1
I.5.Les caractéristiques de la structure	1
I.6.Réglementation utilisé	2
I.7.Méthodes de calcul.....	2
I.7.1.Etats limites ultime [ELU]	2
I.7.2.Etats limites de service [ELS]	2
I.8.Hypothèses de calcul.....	3
I.9.Caractéristiques des matériaux utilisés.....	4
I.9.1.Béton	4
I.9.2.Acier.....	6
I.10.Actions.....	6
I.10.1.Actions permanentes (G).....	7
I.10.2.Actions variables (Q_i).....	7
I.10.3.Actions accidentelles (F_A).....	7
I.11.Les sollicitations	7
I.12.Combinaisons d'actions.....	7
I.12.1.Combinaisons d'action à l'ELU.....	7
I.12.2.Combinaisons d'actions à l'ELS.....	8
I.13.Conclusion	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	9
II.2. Plancher.....	9
II.2.1. Plancher à corps creux.....	9
II.2.1.1. Disposition des poutrelles.....	10
II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	18
II.2.2. Plancher à dalle pleine.....	19
II.3.Poutres	23
II.4. Pré dimensionnement des Voiles.....	24
II.5. Escaliers.....	25
II.5.1. Pré dimensionnement des escaliers.....	26
II.6. Acrotère.....	34
II.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	34
II.7.1. Les vérifications à faire.....	40
II.8.Conclusion.....	44

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	45
III.2 Plancher à corps creux	45
III.2.1 Calcul des poutrelles.....	45
III.2.1.1 Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	52

III.2.1.2	Vérifications nécessaires	62
III.3	Etude des Dalle pleine.....	69
III.3.1	Dalle pleine sur trois appuis	69
III.3.1.1	Méthode de calcul :pour la dalleD7	69
III.3.1.2	Les vérifications nécessaires.....	72
III.3.2	Shéma de ferrailage	88
III.4	Etude de l'acrotère.....	88
III.4.1	Hypothèse de calcul.....	89
III.4.2	Evaluation des charges et surcharges.....	89
III.4.3	Calcul des sollicitations	90
III.4.4	Calcul de l'excentricité.....	90
III.4.5	Ferrailage.....	91
III.4.6	Schéma de ferrailage	93
III.5	Poutre de chaînage.....	94
III.5.1	Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3)	94
III.5.2	Sollicitations	94
III.5.3	Ferrailage.....	95
III.5.4	Les vérifications nécessaires.....	95
III.6	Etude des escaliers.....	96
III.6.1	Etude de la volée d'escaliers central.....	96
III.6.1.1	Ferrailage du RDC volée 01	97
III.6.1.1.1	Les vérifications nécessaires.....	98
III.6.1.2	Ferrailage du RDC volée 02 et 03	101
III.6.1.2.1	Les vérifications nécessaires.....	101
III.6.1.3	Vérifications de la flècheEtage 01	105
III.6.1.4	Vérifications de la flècheEtage 02 à 08	105
III.6.2	Calcul de la poutre palière.....	106
III.6.2.1	Pré dimensionnement	106
III.6.2.2	Calcul de la poutre palière à la flexion simple.....	106
III.6.2.3	Calcul de la poutre palière à la torsion.....	108
III.6.2.4	Ferrailage de la poutre palière.....	109
III.6.2.5	Schéma de ferrailage.....	111
III.6.2.6	Vérification de l'état limite de déformation de l'escalier à la droite	113
III.6.2.7	Vérification de l'état limite de déformation de l'escalier balancé	115
III.7	Poutre brisé.....	118
III.7.1	Dimensionnement.....	118
III.7.2	Calcul de la poutre brisée.....	118
III.7.2.1	Ferrailage à la flexion simple.....	119
III.7.2.2	Ferrailage à la torsion.....	120

III.8. Conclusion	122
Chapitre IV : Etude Dynamique	
IV.1 Introduction.....	123
IV.2 Objectifs et exigences.....	123
IV.3 Méthodes de calcul.....	123
IV.4 Méthode statique équivalente.....	123
IV.4 .1 Principe de la méthode	123
IV.4 .2 Condition d'application	123
IV.4 .2 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)	124
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale.....	127
IV.5 .1 Principe de la méthode	127
IV.5 .2 Les hypothèses	128
IV.6 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	128
IV.7 Disposition des voiles	129
IV.7.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique du comportement de la structure donnée par ETABS 2016.....	132
IV.7.2 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	133
IV.8 Vérifications	134
IV.9 Justification de l'interaction voiles-portiques	135
IV.10 Vérification vis-à-vis des déplacements	137
IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	138
IV.12 Conclusion	139
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1 Introduction.....	141
V.2 Etude des poteaux.....	141
V.2.1.Recommandations.....	141
V.2.2 Sollicitation de calcul.....	142
V.2.3.Calcul du ferrailage.....	143
V.2.4 Vérifications nécessaires.....	148
V.3 Etude des poutres	150
V.3.1 Recommandations du RPA99/vrsson2003	151
V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres.....	152
V.4 Étude des voiles.....	163
V.4.1. Introduction.....	163
V.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....	163
V.4.3 Ferrailages.....	164
V.4.4 Exemple de calcul	167
V.5 Conclusion.....	169
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	170
VI.2. Etude des fondations.....	170
VI.2.1. Les différents types de fondation	170
VI.2.2. Choix du type des fondations	170
VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise.....	170
VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles.....	171
VI.2.5 Calcul des nervures.....	181
VI.3.Voiles périphériques	187
VI.3.1. Introduction.....	187

VI.3.2. Méthode de calcul.....	187
VI.3.3. Ferrailage	187
VI.4 Conclusion.....	190

Tableau I.1 : Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier.....	06
Tableau II.1 : Types des dalles et leurs dimensions.....	20
Tableau II.2 : Récapitulation de l'escalier balancé.....	26
Tableau II.3 : Dimensionnement de volée 1	27
Tableau II.4: Dimensionnement de volées 2 et 3.....	28
Tableau II.5 : Dimensionnement de volées 1 et 2 de l'étage 01 escalier centrale.....	28
Tableau II.6 : Dimensionnement de volées 1 et 2 jusqu'au 8ème étage	29
Tableau II.7 : Dimensionnement de volées 1 et 2 de parking.....	29
Tableau II.8 : Dimensionnement de volée 1.....	29
Tableau II.9 : Dimensionnement de volées 2 et 3.....	29
Tableau II.10 : Dimensionnement de volées 1 et 2.....	29
Tableau II.11 : Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	30
Tableau II.12 : Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine (e=12cm).....	30
Tableau II.13 : Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine (e=15cm).....	30
Tableau II.14 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	31
Tableau II.15 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine (e=12cm).....	31
Tableau II.16 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine (e=15cm).....	31
Tableau II.17 : Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	32
Tableau II.18: Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine.....	32
Tableau II.19 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (35 cm).....	32
Tableau II.20 : Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs (25 cm).....	32
Tableau II.21 : Évaluation des charges revenant aux volées d'escalier central en dalle pleine.....	33
Tableau II.152 :Évaluation des charges revenant aux volées d'escaliers à la droite en dalle pleine.....	33
Tableau II.163 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.....	34
Tableau II.24 : Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.....	35
Tableau II.25: Résultats de la descente de charge du poteau (D.4).....	37
Tableau II.26 : Résultats de la descente de charge du poteau (C.6).....	38
Tableau II.177 : Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	41
Tableau II.28 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	43
Tableau II.29 : Vérification de l'effort normal réduit statique.....	43
Tableau II.30 : Dimensions des poteaux.....	44
Tableau III.1 Les différents types de poutrelles.....	48
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	51
Tableau III.3 : Chargement sur les poutrelles.....	52
Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles du RDC.....	55
Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles Des étages courants.....	57

Tableau III.6. Sollicitations dans les différents types de poutrelles du TI.....	59
Tableau III.7. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	60
Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	67
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	67
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	67
Tableau III.11. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	67
Tableau.III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	68
Tableau III.13. Données de la dalle pleine D7 (Balcon)	69
Tableau III.14. Vérifications des efforts tranchants.....	72
Tableau III.15. Calcul du ferrailage à l'ELU	73
Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	80
Tableau III.17. Les contraintes de la dalle 1,2 et 5 à l'ELS.....	85
Tableau III.18. Calcul du ferrailage des dalles 1, 2, 5,7 à l'ELU	86
Tableau III.19. Calcul de la flèche de la dalle 6 (Balcon).....	87
Tableau III.20 : Charges et surcharges de l'acrotère.....	89
Tableau III.21 : Différentes combinaisons à utiliser.....	90
Tableau III.22 : Ferrailage de la poutre de chaînage.....	95
Tableau III.23 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage.....	95
Tableau III.24:Calcul des armatures principales de l'escalier central de RDC volée 01.....	97
Tableau III.25 : État de compression du béton pour l'escalier central de RDC volée 01.....	99
Tableau III.26 : Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 01).....	100
Tableau III.27: la charge répartie de l'escalier central (volée 01).....	101
Tableau III.28 : les sollicitations de l'escalier central (volée 01).....	101
Tableau III.29 :Calcul des armatures principales de l'escalier central en RDC de volée 02 et 03.....	101
Tableau III.30 : la charge répartie de l'escalier central (volée 02 et 03).....	102
Tableau III.31 : les sollicitations de l'escalier central (volée 02 et 03).....	103
Tableau III.32 : État de compression du béton pour l'escalier central de RDC volée 02 et 03.....	103
Tableau III.33 : Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 02 et 03).....	104
Tableau III.34 : Sollicitation d'escaliers central étage 01 et étage 02 à 08	104
Tableau III.35 : Ferrailage d'escaliers central étage 01 et étage 02 à 08.....	104
Tableau III.36 : État de compression du béton pour l'escalier central étage 01 et étage 02 à 08	104
Tableau III.37: Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 02 et 03).....	105
Tableau III.38:Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	107
Tableau III.39 : Les sollicitations sur la poutre palière après le redimensionnement.....	109
Tableau III.40: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	109
Tableau III.41 : Ferrailage de la poutre palière à la torsion.....	109
Tableau III.42 : Vérification de compression dans la poutre palière.....	111
Tableau.III.43 : Sollicitation d'escaliers à la droite (parking, RDC et étage 01 à 08)	112
Tableau III.44 : Ferrailage d'escaliers à la droite RDC , parking étage 01 à 08.....	112
Tableau III.45 : État de compression du béton pour l'escalier à la droite.....	112
Tableau III.46 : Vérification de la flèche pour l'escalier à la droite.....	114
Tableau III.47 : Sollicitation d'escaliers à gauche Volée AC et FH.....	114
Tableau III.48 : Sollicitation d'escaliers balancé à gauche Volée DE et KJ	114
Tableau III.49: Ferrailage d'escaliers balancé à gauche	115
Tableau III.50 : État de compression du béton pour l'escalier balancé.....	115
Tableau III.51: Vérification de la flèche pour l'escalier balancé volée AC et FH.....	117

Tableau III.52: les moments en appuis et en travées.....	119
Tableau III.53 : calcul des sections de Ferrailage en travée.....	119
Tableau III.54 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis.....	119
Tableau III.55 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	121
Tableau III.56 : Section d'armature en travée et aux appuis.....	121
Tableau III.57 : Vérification des contraintes en travée.....	121
Tableau III.58 : Vérification des contraintes aux appuis.....	121
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	126
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	133
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	134
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	136
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	136
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.....	137
Tableau IV.8. Vérification à L'effet $P-\Delta$	139
Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	140
Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux.....	142
Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	146
Tableau V.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	147
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	147
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	148
Tableaux V.6. Vérification des contraintes.....	149
Tableau V.7. Ferrailage longitudinal après l'augmentation.....	149
Tableaux V.8. Les contraintes après l'augmentation de la section de ferrailage dans les poteaux.....	149
Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale.....	150
Tableau V.10.les sollicitations les plus défavorables.....	152
Tableau.V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.....	153
Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.....	155
Tableau V.13. Vérification au cisaillement.....	155
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	156
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	156
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales.....	158
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	158
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	158
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	159
Tableau V.20. Augmentation de la section d'armature dans les poteaux.....	159
Tableau V.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale après l'augmentation de la section de ferrailage.....	159
Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire après l'augmentation de la section de ferrailage.....	160
Tableau V.23 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y1}= 1.75m$ dans tous les niveaux.....	160
Tableau V.24 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}= 2.45m$ dans tous les niveaux.....	164
Tableau V.25 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}= 0.8m$ dans tous les niveaux.....	165
Tableau V.26 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x2}=1,15$ dans tous les niveaux.....	165
Tableau V.27 Sollicitations maximales dans le voile V_{y2}	166
Tableau V.28 Sollicitations maximales dans le voile V_{y2}	167
Tableau VI.1: Ferrailage du radier.....	178

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	179
Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	179
Tableau VI.4 : tableau de ferrailage de débord.....	180
Tableau VI.5 chargement dans les nervures dans le sens x-x.....	183
Tableau VI.6 Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans le sens x-x.....	183
Tableau VI.7 Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans le sens x-x.....	183
Tableau VI.8 Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans le sens y-y.....	184
Tableau VI.9 Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans le sens y-y.....	184
Tableau VI.10 Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	185
Tableau VI.11 Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	185
Tableau VI.12 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	185
Tableau VI.13 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS selon y-y.....	186
Tableau VI.14 Ferrailage du voile périphérique.....	188
Tableau VI.15 Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.....	190

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1:	
Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	03
Figure.I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	04
Figure II.1 : composantes du plancher à corps creux.....	10
Figure II.2 : Plan RDC (bloc B).....	11
Figure II.3 : Plan étage 01 (bloc B).....	12
Figure II.4 : Plan étage 02 et 03.....	13
Figure II.5 : Plan étage 04.....	14
Figure II.6 : Plan étage 05.....	15
Figure II.7 : Plan étage 06, 07 et 08.....	16
Figure II.8 : Plan terrasse inaccessible.....	17
Figure II.9 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	18
Figure II.10 : Schéma d'un escalier.....	25
Figure II.11 : Escalier balancé.....	25
Figure II.10 : Escalier droit à 03 volées.....	25
Figure II.11 : Escalier droit à 02 volées.....	25
Figure II.14: Schéma d'escalier balancé	26
Figure II.15 : Escalier droit à 02 volées.....	27
Figure II.16: Schémas de l'acrotère.....	34
Figure III.1.Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.....	52
Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	54
Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	68
Figure III.4 : Section de la dalle pleine à ferrailer.....	70
Figure.III.5.Ferrailage du panneau 07 (Balcon).....	88
Figure III.6 : Acrotère.....	89
Figure III.7 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	90
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	93
Figure III.9: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	96
Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier central du RDC Volée 01.....	97
Figure III.11:Schéma de ferrailage de volée 01 du RDC (escalier central).....	100
Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier volée 02 et 03.....	100
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de volée 02 et 03 du RDC (escalier central).....	103
Figure III.14: Schéma statique de la poutre palière.....	106
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière en travée et en appui.....	111
Figure III.16:Schéma de la volée CF.....	118
Figure III.17 : Section considérée dans le calcul de torsion.....	120
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	122
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	128
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.....	130
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3. Vue de face	131
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..4. Vue en 3D.....	131
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5. Vue en plan.....	131
Figure IV.6. 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x-x).....	132
Figure IV.7. 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	132

Figure IV.8. 3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	133
Figure V.1. Zone nodale	142
Figure V.2. Section d'un poteau.....	148
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.....	157
Figure V.4. Formation de rotules plastique	157
FigureV.5.Schémas de ferrailage des poteaux des différents poteaux.....	161
Figure V.6. Schémas ferrailage des poutres.....	162
Figure V.7 Schéma des contraintes.....	167
Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile Vy_2	168
Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.....	171
FigureVI.2.Semelle filante.....	172
Figure VI.3 Dimension du radier.....	173
Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier.....	176
FigureVI.5:Dalle sur quatre appuis.....	177
Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier.....	179
FigureVI.7.Schéma statique du débord.	180
Figure VI.8.Schéma de ferrailage du débord.....	180
FigureVI.9.Schéma des lignes de rupture du radier.....	181
Figure. VI. 10: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	182
Figure. VI. 11: Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X.....	182
Figure VI. 12: Section à ferrailer.....	186
FigureVI. 13: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.....	187
Figure VI.14 : Schéma du mur périphérique.....	188
Figure VI.15: Diagramme des contraintes.....	190
Figure.VI.16 : schéma de ferrailage de voile périphérique.....	190

I.1.Introduction

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+ 8 + sous-sol) en béton armé à usage d'habitation :

- ❖ Sous-sol à usage service.
- ❖ Les étages courant et RDC à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 «**article 3.2**» dans le groupe d'usage 2.

I.3.Implantation de l'ouvrage

Notre ouvrage est implanté à la ferme OUDALI (jute) située sur un terrain plat.

Il est limité au Sud par une piste carrossable et oued seghir, au Nord par une propriété «IDER Salah et Fils», à l'Est par une voie à créer et à l'Ouest par la propriété OUATATI Arezki à la wilaya de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003), en zone IIa.

I.4.Données géotechnique du site

- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 1$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $\mathbf{D} = 4$ m.
- A une certaine profondeur (8.8 m) on détecte la présence d'eau.
- Le sous-sol du site est constitué par des argiles graveleuses brunes.

I.5.Les caractéristiques de la structure sont :

- ❖ Une largeur de : $L_x = 28,32$ m
- ❖ Une longueur de : $L_y = 28,17$ m
- ❖ Une hauteur totale de (y compris l'acrotère) : 30.69 m
- ❖ Une hauteur du RDC: 4,08 m
- ❖ Une hauteur de l'étage courant et sous-sol : 3,06 m
- ❖ Une surface en plans de : 636,2 m²

I.6.Réglementation utilisé :

- Le CBA 93 (code de béton armé) ;
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien) ;
- Le BAEL 91/Version 99 (béton Armé Aux Etats Limites) ;
- DTR-BC2.2 (document technique Réglementaire charges et surcharges) ;
- DTR-BC2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.7.Méthodes de calcul**I.7.1.Etats limites ultime [ELU] :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraîne la ruine de la construction et qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérés comme ruine, on distingue :

- Résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier (pas de rupture)
- Equilibre statique: c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (pas de renversement).
- Stabilité de forme: les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable (flambement).

I.7.2.Etats limites de service [ELS] :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine, on distingue :

- Etat limite de compression du béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite d'ouverture des fissures : consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de déformation (flèche maximale) : consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I.8.Hypothèses de calcul

- **ELU : CBA 93{Article A.4.3.2}**

- 1) Conservation des sections planes : restent planes après déformation.
- 2) Il n'y a pas de glissement à l'interface béton – acier
- 3) La résistance à la traction du béton est négligeable
- 4) L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰
- 5) Le raccourcissement ultime du béton est limité à $3,5\text{‰}$; dans le cas de la flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple
- 6) Le diagramme contrainte-déformation (σ , ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.

- **Diagramme contrainte déformation**

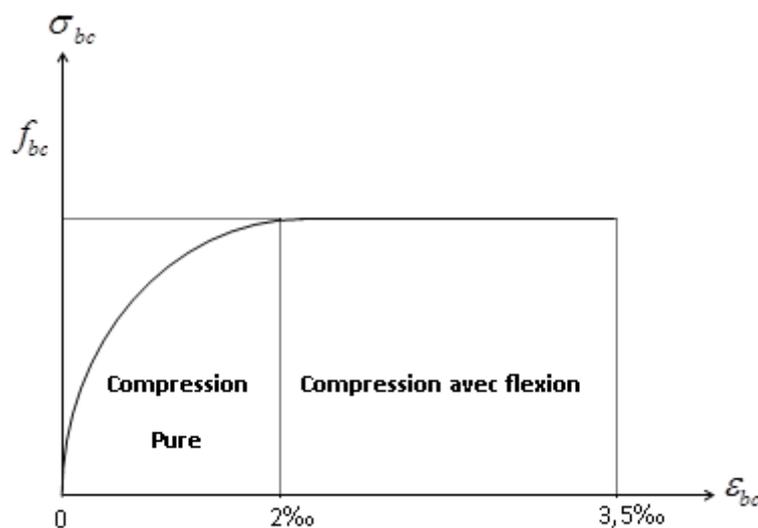


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1: **Diagramme des contraintes-déformations du béton**

- **ELS : BAEL 91{Article IV.1}**

- 1) Les hypothèses citées précédemment en 1, 2,3
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques
- 3) L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton
- 4) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité
- 5) Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est pris égal à 15

I.9. Caractéristiques des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

I.9.1. Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Art A. 2.1.1.2)}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$.
- ✓ $\gamma_b = 1,50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

➤ Diagramme de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

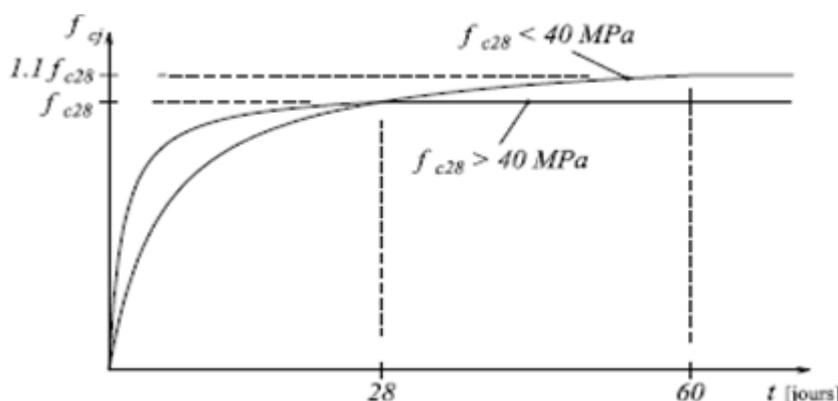


Figure I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

➤ Contraintes limites du béton :

- A l'ELU :

$$\text{est notée } f_{bu} \text{ tel que } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ CBA 93 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton.

▪ **A P'ELS :**

est donné par $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ **Module de déformation longitudinale du béton**

Ils existent deux modules de déformation déterminés :

▪ **Le module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

▪ **Le module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$.
- ✓ $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

➤ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

L'ELU : $\nu = 0$ → Calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu = 0.2$ → Calcul des déformations.

I.9.2.Acier

Est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, son rôle est d'équilibrer les efforts de traction que le béton ne peut pas reprendre. il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module de déformation $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

Tableau I.1 : Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Acier à haute résistance		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	$F_e E215$	$F_e E235$	$F_e E400$	$F_e E500$	$F_e E500$	$F_e E500$
F_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance $F_e 400$ (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance $F_e 500$ (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- Ronds lisses de nuance $F_e 235$ (pour les armatures transversales des poutrelles).

➤ Contrainte limite de l'acier

- A l'ELU :

Donnée par $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

f_e : Contrainte limite élastique

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ_s : 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$: en cas de situations accidentelles

- A l'ELS :

Pas de vérification pour des Fissurations peu préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \text{ [MPa]} \text{ Pour des Fissurations préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \text{ [MPa]} \text{ Pour des Fissurations très préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration, tel que $\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.10.Actions

On appelle actions les forces et les charges appliquées aux déformations imposées.

On distingue trois types d'actions :

I.10.1. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

I.10.2. Actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

I.10.3. Actions accidentelles (F_A)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes (E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

I.11. Les sollicitations

Ce sont des efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

I.12. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des sections. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i ($i > 1$): Action variable d'accompagnement.

I.12.1. Combinaisons d'action à l'ELU

▪ Situations durables ou transitoires

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.2.1) Avec :}$$

$\Psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γ_{Q1} : Vaut 1,5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine ;
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

▪ **Situations accidentelles**

$$1.35 G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.2.1)}$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$ (1)
- $0.8 G \pm E$ (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G + Q \pm 1.2E$ (3) **RPA 99/2003(art 5.2)**

I.12.2.Combinaisons d'actions à l'ELS

$$G_{max} + G_{min} + F_A + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \text{ CBA (Article A. 3.3.3)}$$

I.13.Conclusion :

Le béton armé est un élément mélangé par plusieurs matériaux.il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple ; c'est le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux.

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour reprendre tous les efforts de compression qui existent.

Une construction sera appelée en béton armé si les deux matériaux participent à la résistance de l'ensemble.

I.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.2. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

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

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

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés des trois éléments principaux :

- **Les corps creux (Hourdis) :** qui servent de coffrage perdu.
- **Les poutrelles en béton armées :** qui reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- **Une dalle de compression armée :** coulée sur les hourdis qui reprend les efforts de compression.

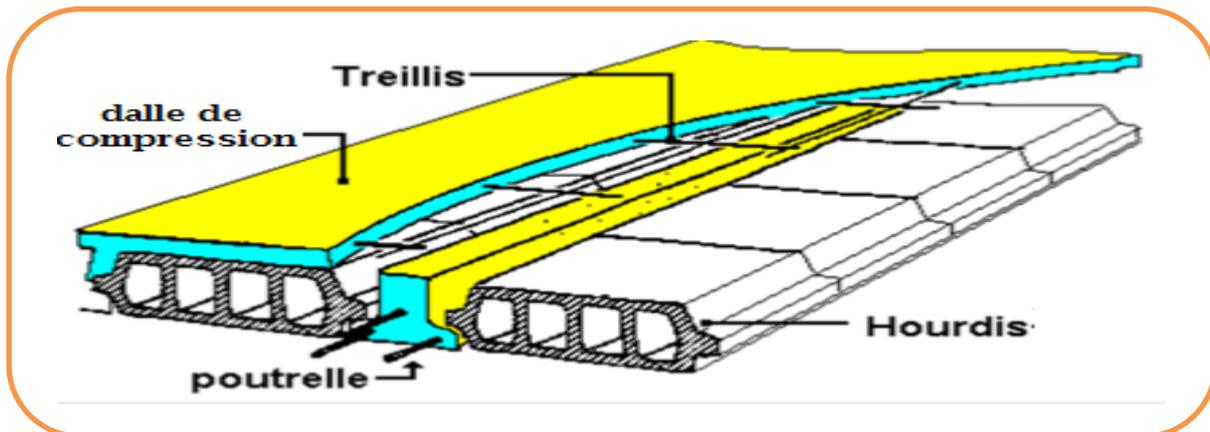


Figure II.1 : composantes du plancher à corps creux

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

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur total du plancher.
- ✓ L_{max} : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

• **RDC, Etages et Terrasse inaccessible:**

$$L_{max} = 5.17 - 0.3 = 4.87 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{487}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 21.64 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [20 + 4],

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

II.2.1.1. Disposition des poutrelles :

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

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

Dans notre projet nous optons la disposition des poutrelles montrée sur les figures suivantes :

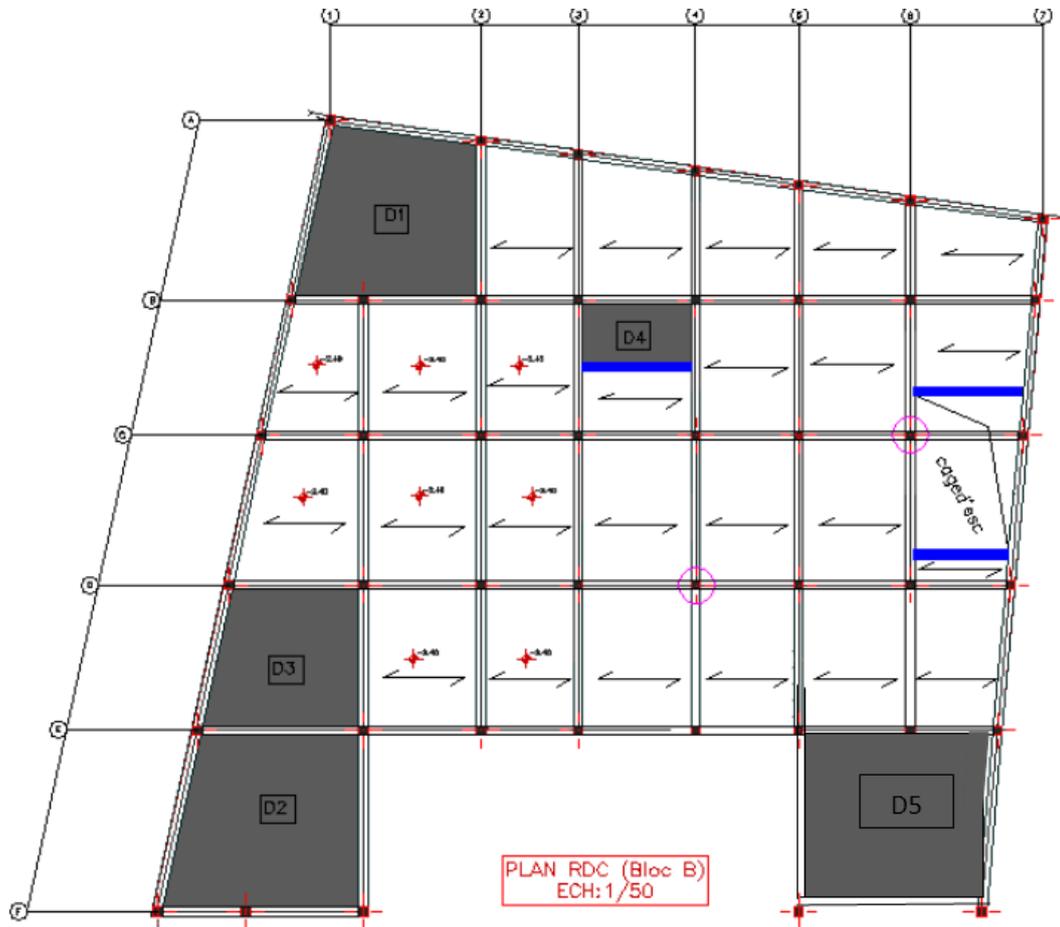


Figure II.2 : Plan RDC (bloc B)

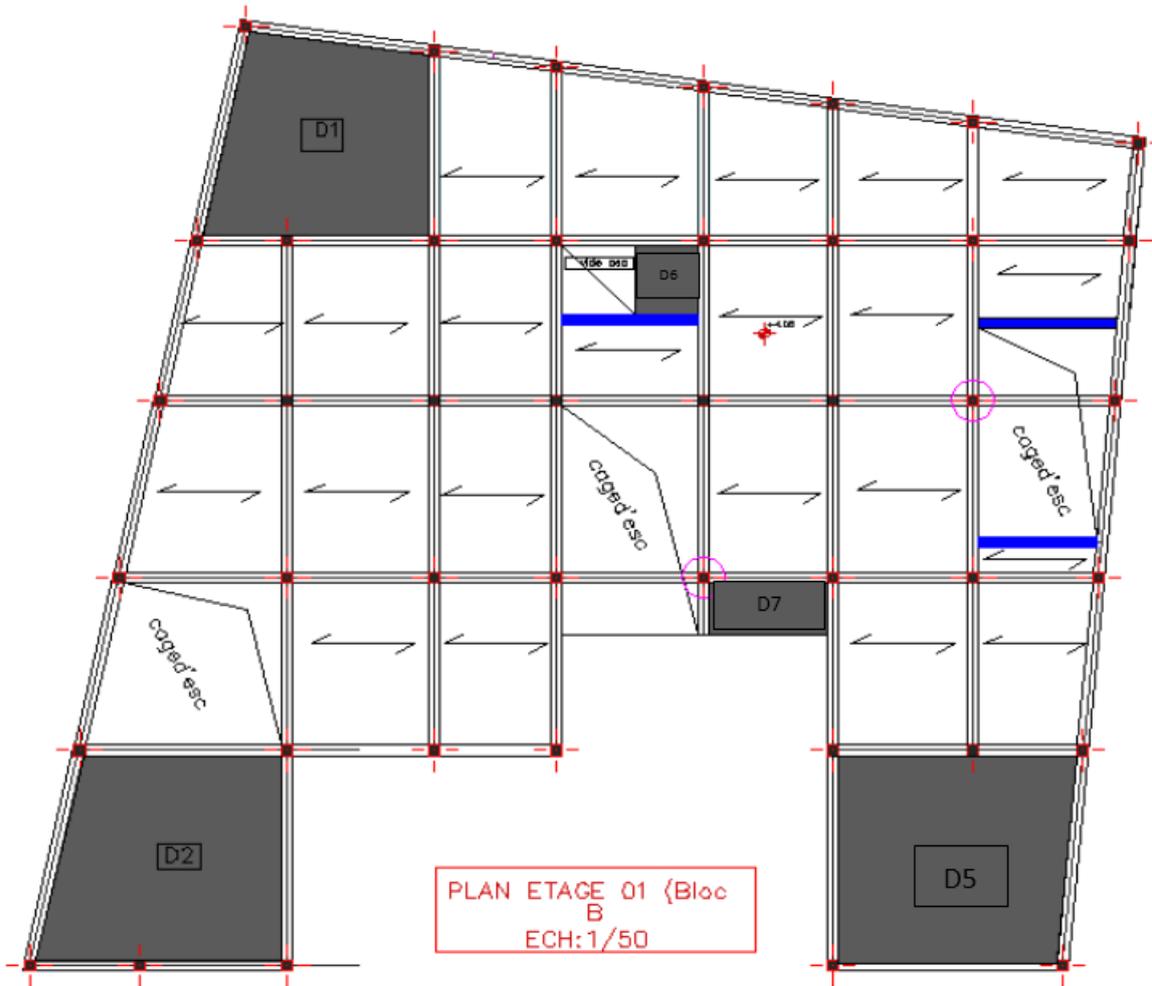


Figure II.3 : Plan étage 01 (bloc B)

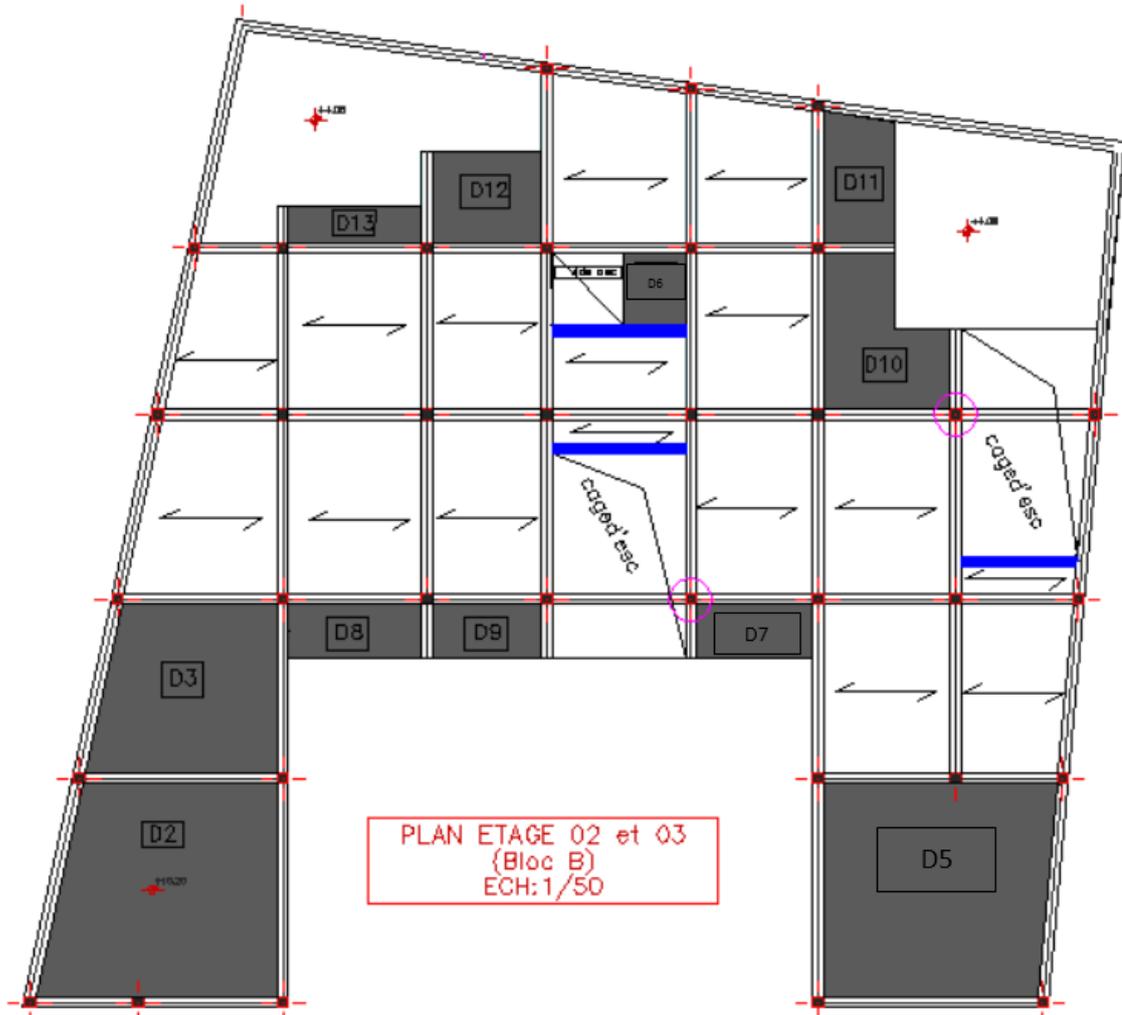


Figure II.4 : Plan étage 02 et 03

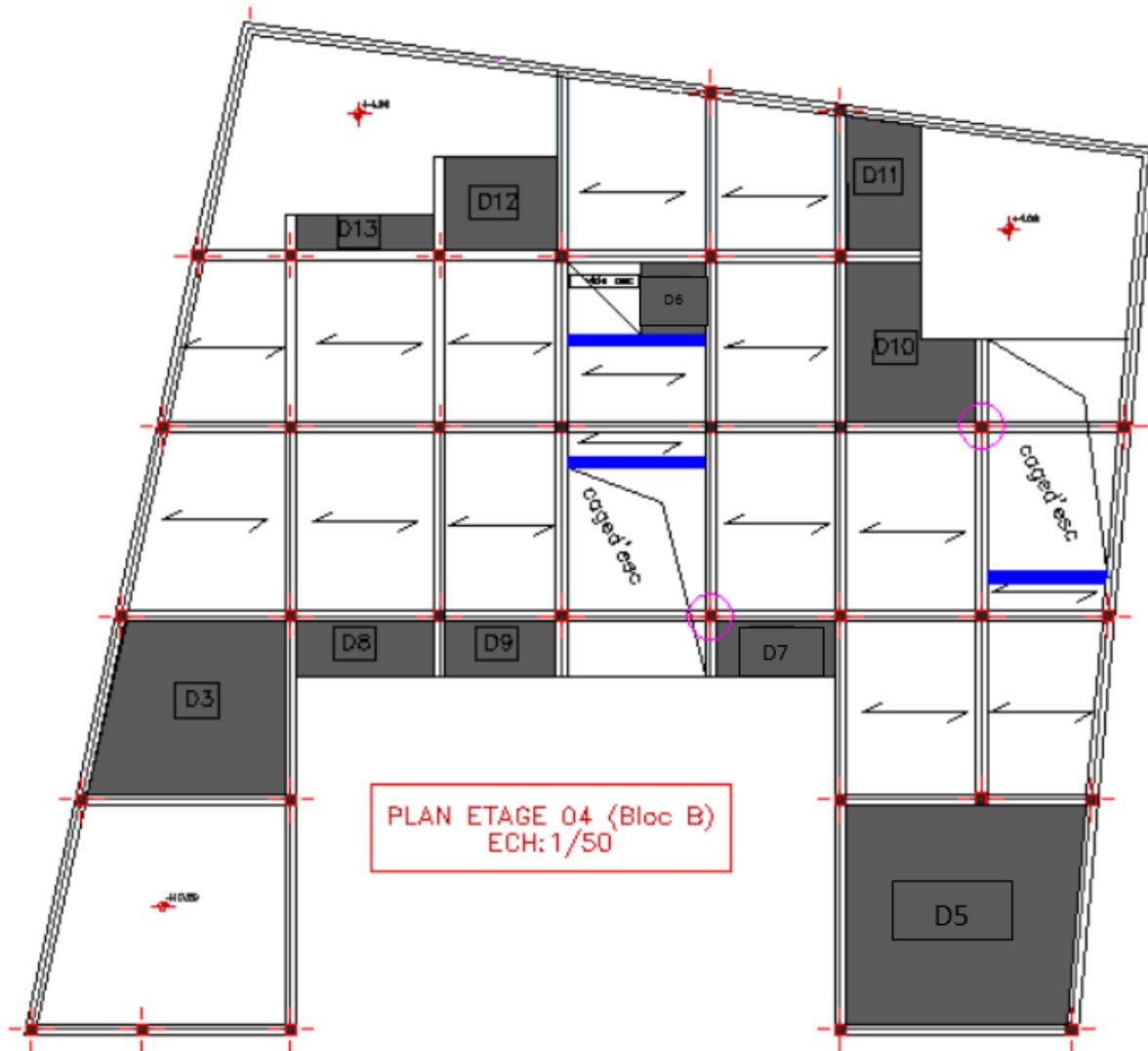


Figure II.4 : Plan étage 04

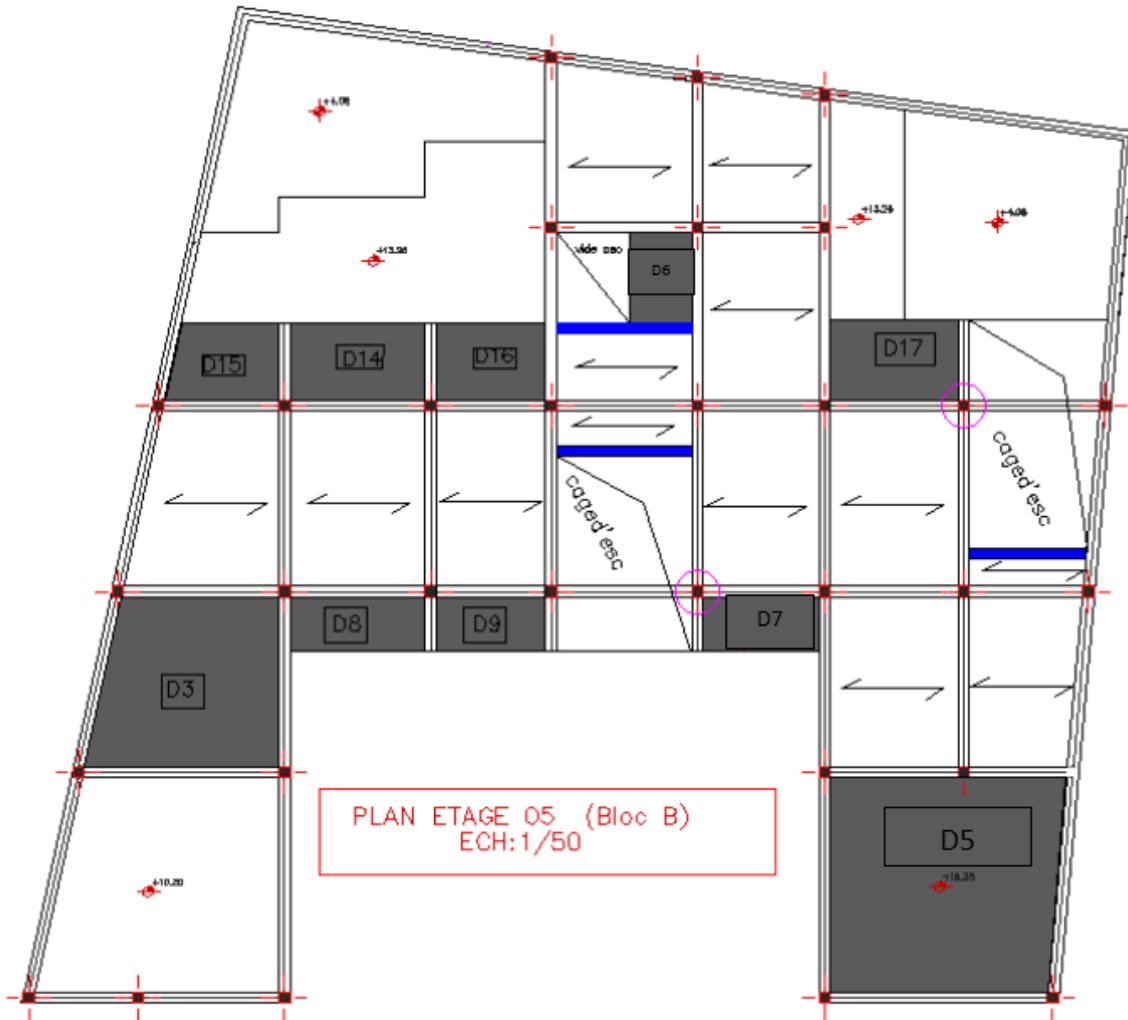


Figure II.5 : Plan étage 05

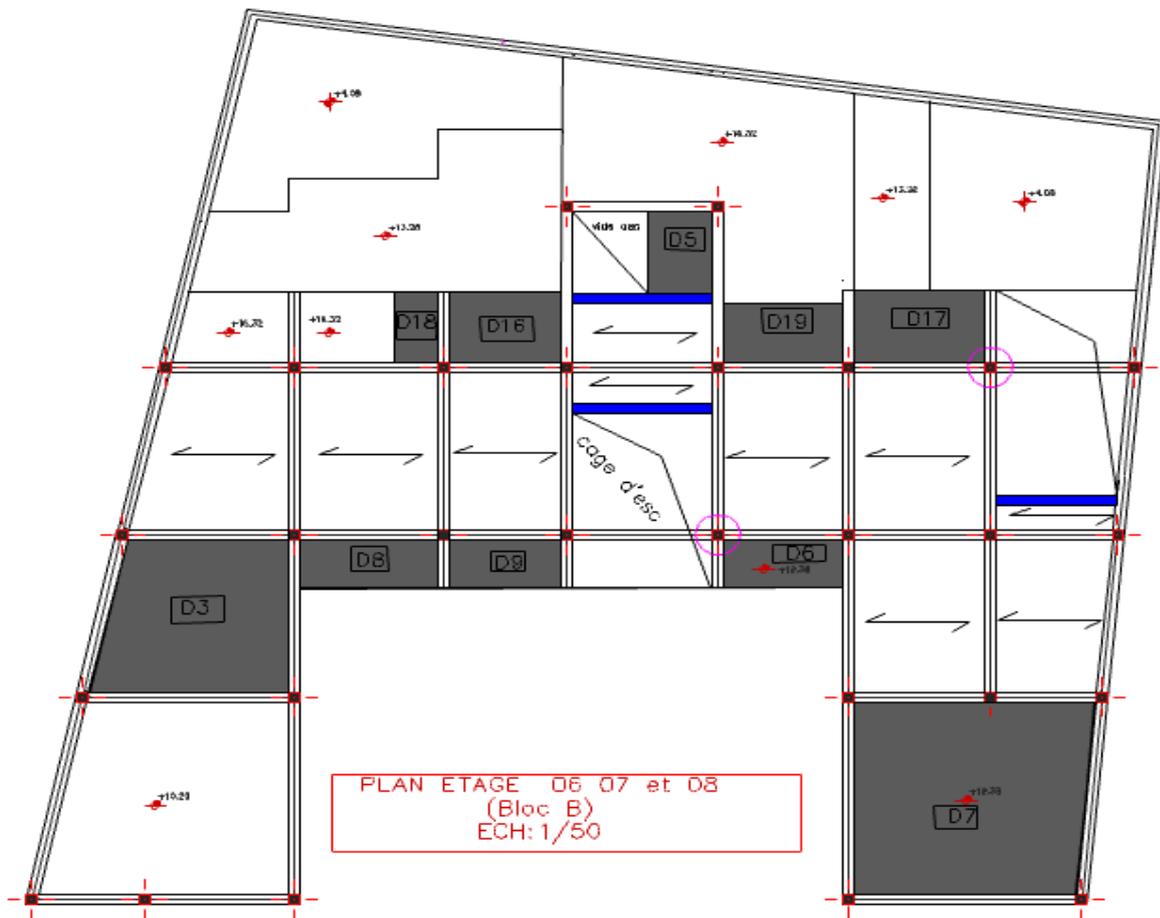


Figure II.6 : Plan étage 06, 07 et 08

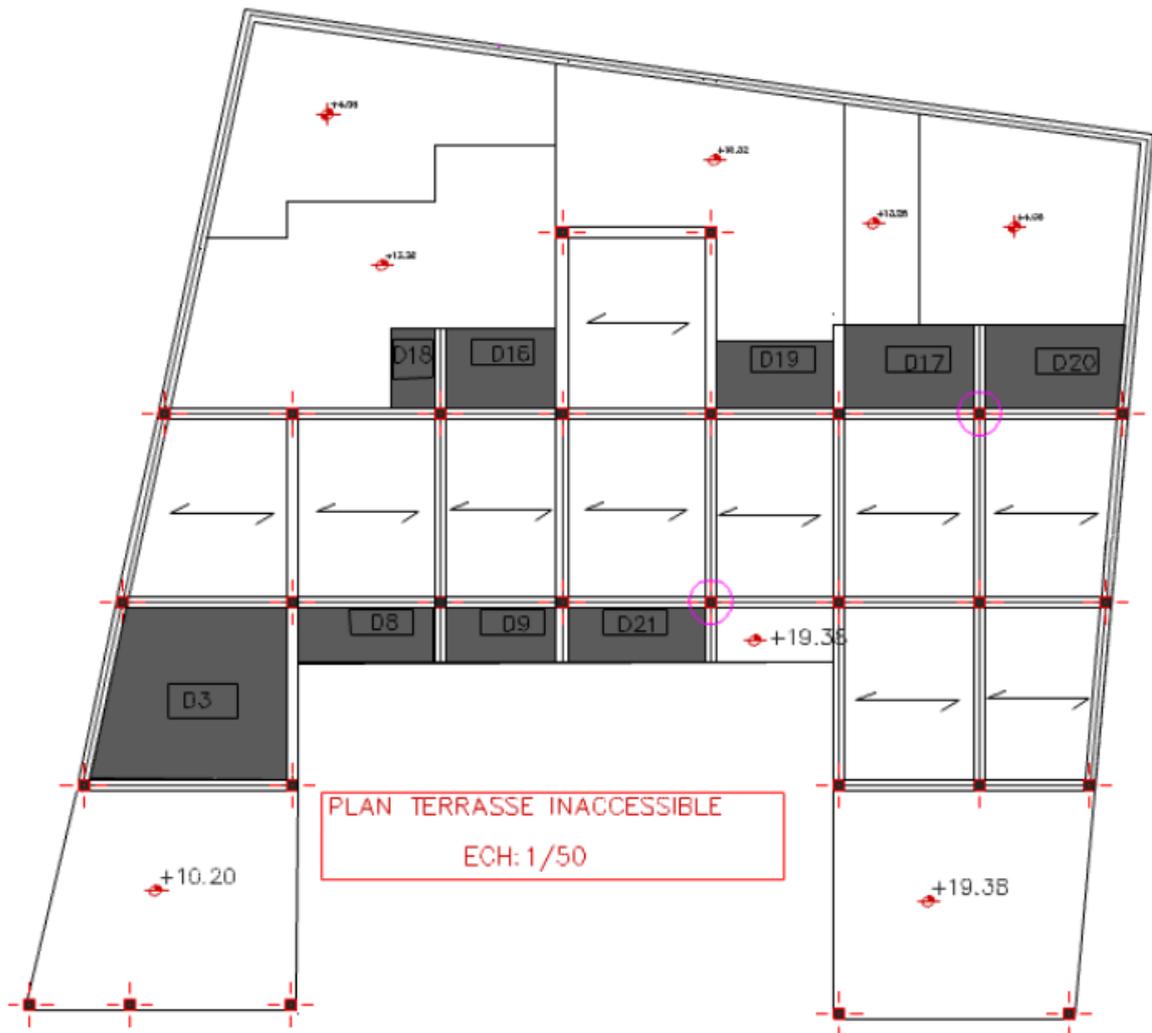


Figure II.7 : Plan terrasse inaccessible

=  Poteaux les plus sollicités.

=  dalle pleine.

 outre de chaînage.

 ⇒ Les poutrelles.

Les poutres :

Les poutres secondaires sont en parallèles avec les poutrelles.

Les poutres principales sont perpendiculaires avec les poutrelles.

II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple.

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 24$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

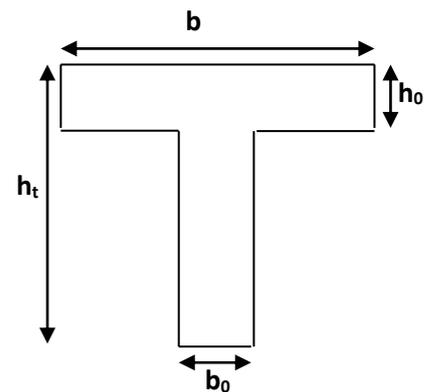


Figure II.9 : Coupe transversale d'une poutrelle.

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

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

L_x : est l'entre nus d'appuis de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 244 - 30 = 214$ cm.

$$\text{Donc on aura : } \frac{(b - 10)}{2} \leq \min [27.5; 21.4]$$

On aura : $b \leq 52.8\text{cm}$.

On opte pour : $b = 50\text{cm}$.

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé, généralement utilisé quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé (soit la surcharge Q est importante et/ou les travées sont importantes).

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

1. Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003

- $e \geq L_x/20 \rightarrow$ Dalle sur un 1 ou 2 appui.
- Pour les dalles avec $\rho < 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appui avec $\rho \geq 0.4$.

Avec : $\rho = L_x/L_y$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité.

L_y : la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité.

2. Critère de résistance au feu : CBA 93

- Pour une heure de coupe-feu : $e \geq 7\text{ cm}$.
- Pour deux heures coupe-feu : $e \geq 11\text{ cm}$.
- Pour quatre heures de coupe-feu : $e \geq 14\text{ cm}$.

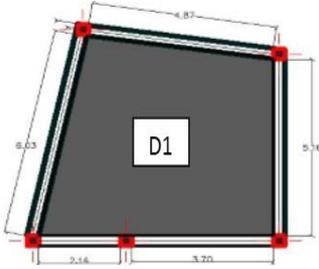
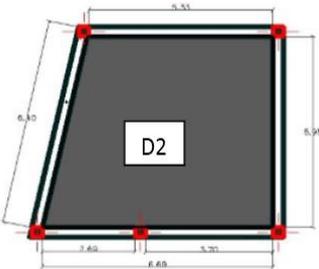
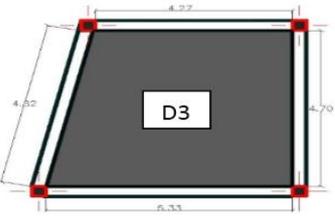
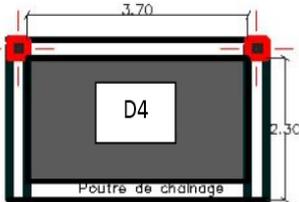
3. Isolation phonique :

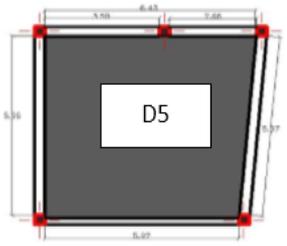
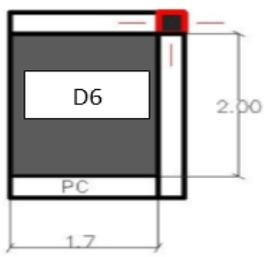
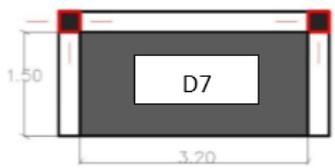
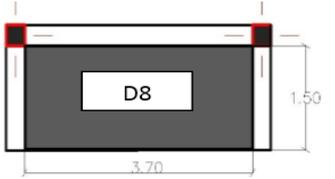
Selon les règles techniques "CBA93", l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

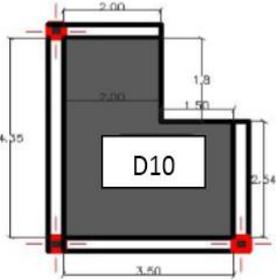
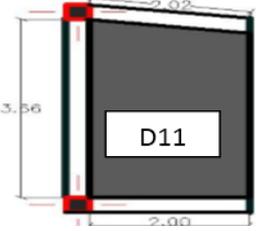
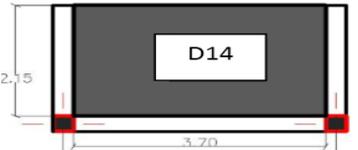
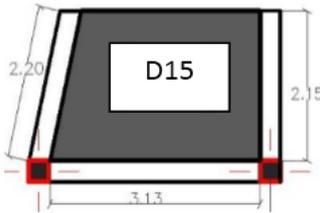
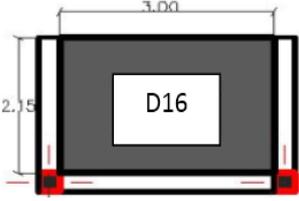
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appui sur lesquelles repose cette dernière.

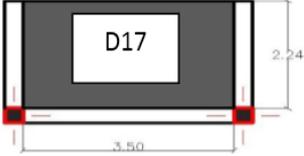
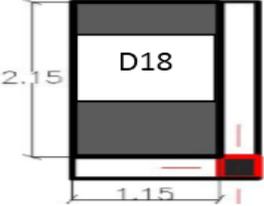
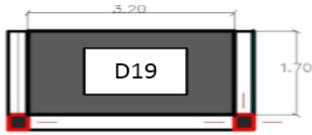
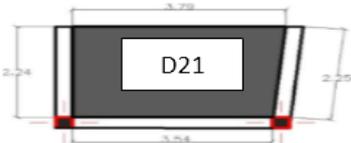
Dans notre structure nous avons trois types de dalles pleines sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.II.1 : Types des dalles et leurs dimensions.

Schémas de la dalle	Nombre d'appuis	e (calculé)	e (choisis)
	($\rho \geq 0.4$; $\rho < 0.4$) Avec : $\rho = l_x / l_y$		
 <p>D1</p>	<p>Quatre appuis $4.84/6.14 = 0.8 > 0.4$</p>	11	12
 <p>D2</p>	<p>Quatre appuis $5.33/6.69 = 0.8 > 0.4$</p>	12	15
 <p>D3</p>	<p>Quatre appuis $4.27/5.33 = 0.8 > 0.4$</p>	10	12
 <p>D4</p> <p>Poutre de chaînage</p>	<p>Quatre appuis $2.3/3.7 = 0.62 > 0.4$</p>	6	12

	<p>Quatre appuis $5.92/6.43=0.92>0.4$</p>	<p>14</p>	<p>15</p>
	<p>Trois appuis $1.7/2=0.85>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $1.5/3.2=0.85>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $1.5/3.7=0.41>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $1.5/3=0.5>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>

 <p>D10</p>	<p>Quatre appuis $2/4.35=0.46>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
 <p>D11</p>	<p>Trois appuis $2/3.66=0.55>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
 <p>D12</p>	<p>Trois appuis $2.52/3=0.84>0.4$</p>	<p>6</p>	<p>12</p>
 <p>D13</p>	<p>Trois appuis $1/3.7=0.27<0.4$</p>	<p>3</p>	<p>12</p>
 <p>D14</p>	<p>Trois appuis $2.15/3.7=0.58>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
 <p>D15</p>	<p>Trois appuis $2.15/3.13=0.69>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
 <p>D16</p>	<p>Trois appuis $2.15/3=0.72>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>

	<p>Trois appuis $2.24/3.5=0.64>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
	<p>deux appuis $1.15/2.15=0.53>0.4$</p>	<p>6</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $1.7/3.2=0.53>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>
	<p>Deux appuis $2/3.7=0.54>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $2.24/3.54=0.6>0.4$</p>	<p>5</p>	<p>12</p>
	<p>Trois appuis $1.5/3.7=0.41>0.4$</p>	<p>4</p>	<p>12</p>

Avec : PC (poutre de chaînage).

Le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte une épaisseur des dalles **e=12 cm** sauf les dalles **02,05** on opte une épaisseur de **e=15 cm**

II.3.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.

➤ **Poutre secondaire :**

On a $L_{max} = (5.17 - 0.3) = 4.87$ m.

$$\text{Donc : } \frac{487}{15} \leq h_s \leq \frac{487}{10} \Rightarrow 32.47 \text{ cm} \leq h_s \leq 48.7 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

✓ $b_s = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.14 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

➤ **Poutre principale :**

On a $L_{max} = (6.4 - 0.3) = 6.1$ m.

$$\text{Donc, } \frac{610}{15} \leq h_p \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40.67 \text{ cm} \leq h_p \leq 61 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

✓ $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.28 < 4$, vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement des Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003 : $e = \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$

✚ h_e : hauteur libre du voile(hauteur d'étage- hauteur de la poutre secondaire).

✚ e : épaisseur du voile.

- **RDC:** $4.08 - 0.4 = 3.68\text{m} \Rightarrow e = \max (368/20 ; 15\text{cm})$

$$e = \max (18.4\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow \boxed{e=20\text{cm}}$$

- **Étages et sous sol:** $3.06 - 0.4 = 2.66\text{m} \Rightarrow e = \max (266/20 ; 15\text{cm})$

$$e = \max (13.5\text{cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow \boxed{e=15\text{cm}}$$

La longueur minimale du voile : $L \geq 4.e$

Des fondations jusqu'au RDC : $L \geq 80\text{cm}$; Du premier étages jusqu'au bout : $L \geq 60\text{cm}$.

II.5. Escaliers :

Dans notre projet, on distingue 03 types d'escaliers :

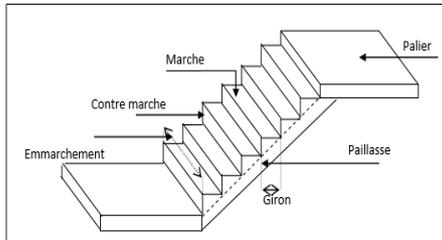


Figure II.10 : schéma d'un escalier.

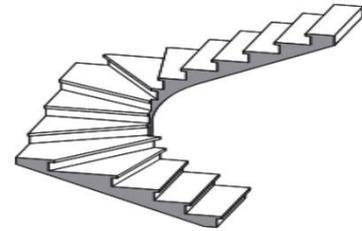


Figure II.11 : escalier balancé.

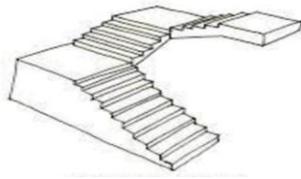


Figure II.12 : escalier droit à 03 volées.

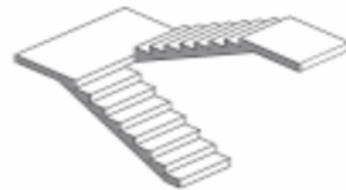


Figure II.13 : escalier droit à 02 volées.

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g) : la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant la marche.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^0 \text{ à } 40^0]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

II.5.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1).

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

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

L₀ : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée.

L_v : la longueur de la volée.

La formule empirique de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

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

En remplaçant h et g dans (1) :

$$g + 2 \times h = 64\text{cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

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

n : c'est la solution de l'équation

❖ **Escaliers balancé :**

Le tableau suivant résume le calcul d'escaliers balancé :

Tableau II.2. Récapitulation de l'escalier balancé.

Etage	Volée	H (m)	L ₀ (m)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	e (cm)	α (°)	G de la paillasse Kn/m ²
RDC	AC	1.19	3.93	7	6	30	17	20	16.85	5.22
	FH	1.19	2.87	7	6	30	17	20	22.52	5.41
	DE	0.85	1.95	5	4	30	17	20	23.55	5.45
	KJ	0.85	1.4	5	4	30	17	20	31.26	5.85

❖ **Escalier (central) droit à trois volées :**

➤ **RDC :**

▪ **Première volée :**

H=1.02m, L₀=1.5m.

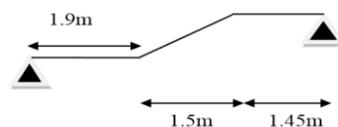


Figure II.14 : escalier droit à 03 volées.

$64n^2 - 418n + 204 = 0$; Après la résolution, on trouve $\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$

D’où:
$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{cases}$$

D’où : $59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\text{cm} \dots$ (Vérifiée)

Inclinaison de la paillasse :

Calcul de α :

$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(102/150) \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$

Calcul de la longueur de la volée:

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1.5^2 + 1,02^2)^{1/2} = 1.81\text{m.}$

Épaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$ Avec $L_v = 1.81\text{m}$; $L_{p1} = 1.9\text{m}$; $L_{p2} = 1.45\text{m}$.

D’où : $L = 5.16\text{m}$.

$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 17.2\text{ cm} \leq e \leq 25.8\text{ cm}$

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

Les dimensions d'escalier sont reportées Dans le Tableau suivant:

Tableau II.3. Dimensionnement de volée 1.

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	N	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$L_v(\text{m})$	$e(\text{cm})$
1.5	1,02	6	17	30	34,21	1.81	20

▪ **Deuxième et troisième volée :**

$H = 1.53\text{m}$, $L_0 = 2.4\text{m}$.

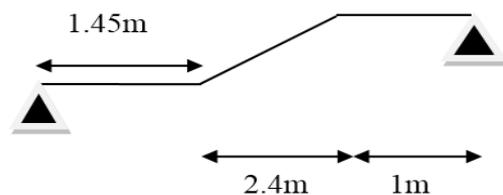


Figure II.15 : escalier droit à 03 volées.

$64n^2 - 610n + 306 = 0$; Après la résolution, on trouve $\begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$

D’où:
$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{cases}$$

D’où : $59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\text{cm} \dots$ (Vérifiée)

Inclinaison de la paille :

Calcul de α :

$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

Calcul de la longueur de la volée:

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2.4^2 + 1,53^2)^{1/2} = 2.85\text{m.}$

Épaisseur de la paille :

Elle est calculée par la relation suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas : $L = L_v + L_{p1} + L_{p2}$ Avec $L_v = 2.4\text{m}$; $L_{p1} = 1.45\text{m}$; $L_{p2} = 1\text{m}$.

D’où: $L = 4.85\text{ m.}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 16.16\text{ cm} \leq e \leq 24.25\text{ cm}$

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

Les dimensions d'escalier sont reportées dans le Tableau suivant:

Tableau II.4. Dimensionnement de volées 2 et 3.

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	N	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^\circ)$	$L_v(\text{m})$	$e(\text{cm})$
2.4	1,53	9	17	30	32.52	2.4	20

Pour le palier: $L = 1.5\text{m} \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7.5\text{cm.}$

Pour l’homogénéité on prend : **$e = 20\text{cm.}$**

Tableau II.5. Dimensionnement de volées 1 et 2 de l’étage 01 escalier centrale .

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	N	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^\circ)$	$L_v(\text{m})$	$e(\text{cm})$
2.4	1,53	9	17	30	32,52	2.85	20

Pour le palier: $L= 1.5m \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7.5cm.$

Pour l'homogénéité on prend: **$e=20cm.$**

Tableau II.6. Dimensionnement de volées 1 et 2 jusqu'au 8ème étage.

$L_0(m)$	$H(m)$	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(m)$	e (cm)
2.4	1,53	9	17	30	32.52	2.85	20

Pour le palier: $L= 1.5m \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7.5cm.$

Pour l'homogénéité on prend: **$e=20cm.$**

Tableau II.7. Dimensionnement de volées 1 et 2 de parking.

$L_0(m)$	$H(m)$	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(m)$	e (cm)
2.4	1,53	9	17	30	32,52	2.85	20

Pour le palier: $L= 1.5m \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7.5cm.$

Pour l'homogénéité on prend: **$e=20cm.$**

Tableau II.8. Dimensionnement de volée 1 de RDC(escalier à la droite).

$L_0(m)$	$H(m)$	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(m)$	e (cm)
1.5	1,02	6	17	30	34,21	1.81	20

Tableau II.9. Dimensionnement de volées 2 et 3 de RDC (escalier à la droite)..

$L_0(m)$	$H(m)$	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(m)$	e (cm)
2.4	1,53	9	17	30	32,52	2.85	20

Pour le palier: $L= 1.5m \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7.5cm.$

Pour l'homogénéité on prend: **$e=20cm.$**

Tableau II.10. Dimensionnement de volées 1 et 2 de tous les niveaux (escaliers à la droite).

$L_0(m)$	$H(m)$	N	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$L_V(m)$	e (cm)
2.4	1,53	9	17	30	32,52	2.85	20

Pour le palier: $L= 1.4m \Rightarrow e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 7cm.$

Pour l'homogénéité on prend: **$e=20cm.$**

Evaluation des charges et des surcharges:

Tableau II.11.Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,2+0,04	3.42
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,85
Q étages courant				1,5

Tableau II.12.Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine (e=12cm)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.13.Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine(e=15cm)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.12	3.75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.14. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,2+0,04	3,42
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,82
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.15. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine (e=12cm)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,12	3
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,4
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.16. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine (e=15cm)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7,15
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.17. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,43
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.18. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,2	5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,43
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.19. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs (35 cm)

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,20	1,75
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				3,19

Tableau II.20. Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs (25 cm)

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,10	0,9
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,34

Tableau II.21.Évaluation des charges revenant aux volées d’escalier central en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Escaliers (central) droit				
				RDC			Etages	
				Volée 1	Volée 2	Volée 3	Volée 1	Volée 2
1	dalle pleine	25	0,2/cos(α)	6.046	5.930	5.930	5.930	5.930
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0.326	0.320	0.320	0.320	0.320
5	poids des marches	22	h/2	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87
6	Garde de corps	/	/	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)				10.09 5	9.973	9.973	9.973	9.973
Q				2,5				

Tableau II.22.Évaluation des charges revenant aux volées d’escaliers à la droite en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Escaliers (à la droite) droit				
				RDC			Etages et parking	
				Volée 1	Volée 2	Volée 3	Volée 1	Volée 2
1	dalle pleine	25	0,2/cos(α)	6.046	5.930	5.930	5.930	5.930
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Vertical	0,02h/g	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7	0,226 7
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0.326	0.320	0.320	0.320	0.320
5	poids des marches	22	h/2	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87
6	Garde de corps	/	/	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Charge permanent G_{vi}(KN/m²)				10.09 5	9.973	9.973	9.973	9.973
Q				2,5				

II.6. 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.

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans ce qui suit :

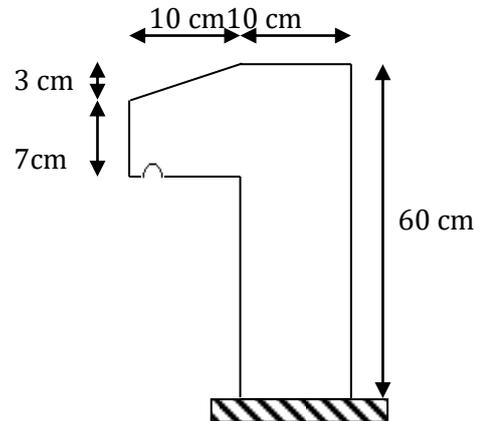


Figure II.16: Schémas de l’acrotère

Tableau II.23 : Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère						
Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l’intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d’assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu’ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)
- 3- Conditions de RPA :

✓ **Pour un poteau rectangulaire :** $\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$.

$\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20$.

$1/4 < b/h < 4$.

Le poteau qu’on va étudier est le poteau le plus sollicité, c’est-à-dire le poteau qui recevra l’effort de compression maximal qu’on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d’être les plus sollicités :

.P(C.6) : poteau au niveau de la cage d’escalier.

P(D.4) : poteau au niveau de la cage d'escalier.

Tableau II.24. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions (b × h) m ²	poids propre g (KN) g = h b H _e γ _c
Sous-sol	0.33	25.245
RDC		33.66
Etages 1 et 2	0.275	21.0375
Etages 3 et 4	0.225	17.2125
Etages 5 et 6	0.18	13.77
Etages 7 et 8	0.14	10.71

Avec :

γ_c = 25 KN/m³ : poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 4.08m \text{ pour le RDC.} \\ H_e = 3.06m \text{ pour le sous sol et les étages.} \end{cases}$

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

Sous la terrasse : Q₀

Sous le 8^{ème} étage : Q₀ + Q₁

Sous le 7^{ème} étage : Q₀ + 0,95(Q₁ + Q₂)

Sous le 6^{ème} étage : Q₀ + 0,90(Q₁ + Q₂ + Q₃)

Sous le 5^{ème} étage : Q₀ + 0,85(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄)

Sous le 4^{ème} étage : Q₀ + 0,80(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅)

Sous les étages inférieurs (pour n ≥ 5) : Q₀ + (3 + n)/(2 * n) Σ₁ⁿ Q_i

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

DP : dalle pleine ; **CC** : corps creux.

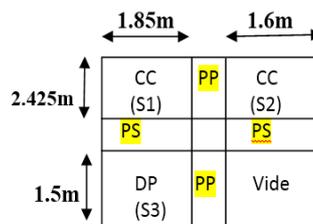
PP : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire ; **PL** : poutre palière.

Pour le poteau (D4)

❖ Surfaces afférentes

➤ **Terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} S1 = 2.425 \times 1,85 = 4.49 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,6 \times 2.425 = 3.92 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,5 \times 1,85 = 2.775 \text{ m}^2 \end{cases}$$



$$\begin{cases} L_{pp} = 3,925 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 17.6625 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12.075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 29.7375 \text{ KN}$$

➤ **Etages (1, 2, 3, 4, 5,6) :**

$$\begin{cases} S1 = 2.425 \times 1,85 = 4.49 \text{ m}^2 \Rightarrow S \text{ volée} = 0.97125 \text{ m}^2; S \text{ palier} = 3.515 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,6 \times 2.425 = 3.92 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,5 \times 1,85 = 2.775 \text{ m}^2 \\ S4 = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,925 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 17.6625 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12.075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 29.7375 \text{ KN}$$

volée S1	PP	CC
palier	mur	S2
PS, PL		PS
DP S3	PP mur	DP S4

➤ **Etages (7, 8) :**

$$\begin{cases} S1 = 2.425 \times 1,85 = 4.49 \text{ m}^2 \Rightarrow S \text{ volée} = 0.97125 \text{ m}^2; S \text{ palier} = 3.515 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,6 \times 2.425 = 3.92 \text{ m}^2 \\ S3 = 1,5 \times 1,85 = 2.775 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,925 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 17.6625 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12.075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 29.7375 \text{ KN}$$

Volée S1	PP	CC
Palier	mur	S2
PS, PL		PS
Palier S3	PP mur	vide S4

➤ **RDC :**

$$\begin{cases} S1 = 2.425 \times 1,85 = 4.49 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,6 \times 2.425 = 3.92 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,35 \times 1,85 = 4.3475 \text{ m}^2 \\ S4 = 2.35 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4.775 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 21.4875 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12.075 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 33.5625 \text{ KN}$$

CC S1	PP mur	CC S2
PS		PS
CC S3	PP	CC S4

Tableau II.25. Résultats de la descente de charge du poteau (D.4)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Etage8	0	Plancher	75.1162	14.93625
		Poutres	29.7375	
		Poteaux	10.71	
		Acrotère	7.18	
	SOMME		122.7437	14.93625
Etage 7	1	venant de 9	122.7437	34.326875
		Plancher	22.932	
		volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	10.71	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
	SOMME		212.975	34.326875
Etage 6	2	venant de 8	212.975	51.7784375
		Plancher	22.932	
		volée+palier	50.13097625	
		Poutres	29.7375	
		Poteaux	13.77	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
	SOMME		335.996	51.7784375
étage 5	3	venant de 7	335.996	78.5049375
		plancher	33.564	
		volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	13.77	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
	SOMME		469.657	78.5049375
étage 4	4	venant de 6	469.657	102.046375
		plancher	33.564	
		volée+palier	50.13097625	
		Poutres	29.7375	
		Poteaux	17.2125	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
	SOMME		606.758	102.046375
étage 3	5	venant de 5	606.758	122.40275
		Plancher	33.564	
		Volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	17.2125	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	

		SOMME	743.861	122.40275
étage 2	6	venant de 4	743.861	139.5740625
		Plancher	33.564	
		Volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	21.0375	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
		SOMME	884.789	139.5740625
étage 1	7	venant de 3	884.789	155.540625
		Plancher	33.564	
		Volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	21.0375	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
		SOMME	1025.71	155.540625
RDC	8	venant de 2	1025.71	173.5569
		Plancher	33.564	
		Volée+palier	50.13097625	
		poutres	29.7375	
		poteaux	33.66	
		Poutre palière	4.1625	
		mur	2.296125	
		SOMME	1179.267	173.5569
Sous-sol	9	venant de 1	1179.267	187.8532
		Plancher	88.671375	
		Poutres	25.245	
		Poteaux	32.32125	
		mur	1.418625	
		SOMME	1326.66	187.8532
		ELU	1,35G = 1791	1,5Q = 281.78
		Effort normal à la base du poteau	N_u' = 2072.78KN	

D'une manière semblable au calcul précédent, les résultats de la descente des charges réalisées sur le poteau (C6) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.26. Résultats de la descente de charge du poteau (C.6)

Étages	Niveau	Élément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
Étage8	0	Plancher	54.95	12.568
		Poutres	20.9925	
		Poteaux	10.71	
		acrotère	15.78345	
		SOMME	102.433	12.568
Étage 7	1	venant de 9	102.433	28.364
		Plancher	20.315	

		volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	10.71	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			185.14	28.364
Étage 6	2	venant de 8		42.398
		Plancher	30.3568	
		volée+palier	25.559	
		Poutres	20.36	
		Poteaux	13.77	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			281.24	42.398
étage 5	3	venant de 7		50.398
		plancher	30.3568	
		volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	13.77	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			376.9	50.398
étage 4	4	venant de 6	376.9	95.227
		plancher	30.3568	
		volée+palier	25.559	
		Poutres	20.36	
		Poteaux	17.2125	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			476.6	95.227
étage 3	5	venant de 5		111.987
		Plancher	30.3568	
		Volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	17.2125	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			576.31	111.987
étage 2	6	venant de 4	576.31	121.714
		Plancher	30.3568	
		Volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	21.0375	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME			679.81	121.714
étage 1		venant de 3	679.81	130.659
		Plancher	30.3568	

	7	Volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	21.0375	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME		783.37	130.659	
RDC	8	venant de 2	783.37	133.165
		Plancher	30.3568	
		Volée+palier	25.559	
		poutres	20.36	
		poteaux	33.66	
		Poutre palière	3.9375	
		mur	2.442375	
SOMME		899.66	133.165	
Sous-sol	9	venant de 1	899.66	140.112
		Plancher	50.5146875	
		Volée+palier	25.559	
		Poutres	20.36	
		Poteaux	25.245	
		mur	3.71475	
		Poutre de chaînage	3.28125	
SOMME		1028.32		
ELU		1,35G = 1388.23	1,5Q = 210.168	
Effort normal à la base du poteau		N_u' = 1598.418 KN		

$$N'_u (D.4) = 2072.78 \text{ KN}$$

$$N'_u (C.6) = 1598.418 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (C.6) au niveau de la cage d'escalier

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

{ 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
 { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Selon notre cas on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à **10%**, pour tenir compte de la continuité entre les travées telle que :

$$N_u = 1,1 (1,35 G + 1,5 Q) = 1,1 N_u'$$

II.7.1. Les vérifications à faire :

➤ **Vérification à la compression simple :**

Exemple de calcul :

❖ **Vérification du poteau à la base « poteau du sous-sol (55*60) cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

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

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2280.058 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,16\text{m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) $B = 0,60 \times 0,55 = 0,33 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0,33 \text{ m}^2 \geq 0,16\text{m}^2$ Condition vérifiée

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

Tableau II.27. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (cm ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	188.098	14	0.013	Vérifiée
7	372.896		0.026	Vérifiée
6	584.38	18	0.041	Vérifiée
5	826.13		0.058	Vérifiée
4	1069.31	22.5	0.075	Vérifiée
3	1306.59		0.092	Vérifiée
2	1543.26	27.5	0.108	Vérifiée
1	1779.8209		125.34	Vérifiée
RDC	1852.34	33	0.13	Vérifiée
Sous-sol	2280.058		0.16	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

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

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

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

Exemple de calcul :

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol)**

On a : $L_0 = 3.06 - 0,45 = 2.61m \Rightarrow l_f = 1.827m$

$$i = \sqrt{\frac{0,60^2}{12}} = 0.1876m$$

Ce qui donne : $\lambda = 1.827/0.1876 = 9.73 < 50$

donc $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0.837$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (60 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0.3339m^2 > 0.122m^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.28. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8	188.098	0.1155	15.81	0.81	0.1254	0.0105	Vérifiée
7	372.896					0.0207	Vérifiée
6	584.38	0.1299	14.06	0.82	0.1634	0.032	Vérifiée
5	826.13					0.045	Vérifiée
4	1069.31	0.1443	12.66	0.828	0.2064	0.058	Vérifiée
3	1306.59					0.071	Vérifiée
2	1543.26	0.15877	11.5	0.83	0.2544	0.083	Vérifiée
1	1779.8209					0.096	Vérifiée
RDC	1852.34	0.1876	13.54	0.825	0.3339	0.101	Vérifiée
Sous-sol	2280.058		9.73	0.837		0.122	Vérifiée

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{RPA 99/V2003 (Article 7.1.3.3)}$$

N_d : Effort normal statique.

B_c : L'aire brute du poteau.

Tableau II.29. Vérification de l'effort normal réduit statique

Niveaux	N (KN)	B (cm ²)	γ	Observation
Sous-sol et RDC	2280.058	33	0.27	Vérifiée
Etages 1 et 2	1779.8209	27.5	0.258	Vérifiée
Etages 3 et 4	1306.59	22.5	0.232	Vérifiée
Etages 5 et 6	826.13	18	0.183	Vérifiée
Etages 7 et 8	372.896	14	0.106	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 55 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.8.Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (20 + 4) *cm*
- Epaisseur des paillasse $e = 20\text{cm}$ pour RDC et les étages courant
- les dalles pleines (balcons) une épaisseur $e=12\text{cm}$.
- Les dalles 02,05 une épaisseur $e=15\text{ cm}$.
- la dalle pleine (palier de l'escalier) une épaisseur $e=20\text{cm}$.
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 15\text{ cm} \text{ pour le sous sol et les étages} \\ e = 20\text{ cm} \text{ pour le R. D. C} \end{cases}$
- Poutres Secondaires (35×40) cm^2
- Poutres Principales (35×45) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.30. Dimensions des poteaux

Niveaux	Sous-sol et RDC	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8
Dimensions	55× 60	50× 55	50× 45	40× 45	35× 40

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques ; Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ❖ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ❖ Poutre de chaînage.
- ❖ l'acrotère.
- ❖ la poutre palière.
- ❖ la poutre brisée.
- ❖ les escaliers.

III.2. Plancher a corps creux

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitation, administratifs...)

Il est constitué de hourdis creux (corps creux) qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et nervures en béton armée (poutrelle) qui constituent l'élément résistant du plancher ; L'ensemble est surmonté par une dalle mince (dalle de compression).

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

III.2.1. Calcul des Poutrelles

Sont calculées comme des poutres continues a la flexion simple sous charge G et Q.

Les sollicitations (M, V) sont déterminées par les méthodes appropriées adaptées aux éléments continus en béton armée ces méthodes sont :

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.

❖ Exposé de la méthode forfaitaire

➤ Condition d'application

Pour appliquer la méthode forfaitaire les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$.
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N).

4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Remarque :

Si la première condition n'est pas vérifiée donc le plancher a surcharge élevée, on applique la méthode de Caquot.

Si la deuxième ou la troisième ou la quatrième condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ **Application de la méthode**

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

Le sur appui donné est calculé comme suit :

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments max entre travées sont déterminés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement au niveau des appuis en supposant qu'il y'a discontinuité entre les travées c'est-à-dire que l'effort tranchant hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants isostatique :

$$V = V_0 = ql/2 \quad \text{Sur tous les appuis.}$$

Sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

❖ Exposé de la méthode de Caquot

➤ Condition d'application

Elle est appliquée essentiellement aux planchers a surcharge élevée c'est -à-dire :

$(Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G))$.

➤ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte :

⇒ de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement de l'effet de chargement sur les poutres en béton armée.

On détermine le moment sur un appui donné, en ne considérant que les charges sur les deux travées successives à l'appui calculé.

➤ Application de la méthode

Moment en appui

Caquot a remplacé les points de moment nuls par des appuis fictifs.

Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble de poutres à deux travées seulement de portée fictives l'_g, l'_d .

Le moment sur un appui est obtenu en appliquant la méthode des 3 moments sur la poutre fictive.

On trouve :

- Pour une charge répartie

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Moment en travée :

Les moments en travées sont déterminés par la méthode de RDM

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

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

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de la RDM :

$$V = \pm V_0 - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

- V_0 : effort isostatique
- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

❖ **Exposé de la méthode de Caquot minorée**

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée ,quand une des conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, dans ce cas pour calculer le moment sur appui, en remplace la charge permanente (G) par $G' = 2/3 G$. Uniquement pour le calcul des moments en travée on reprend la charge total G.

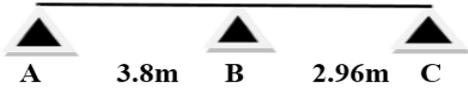
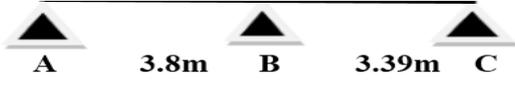
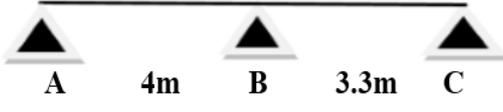
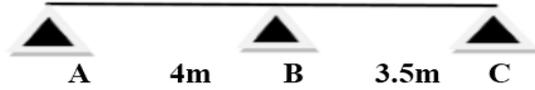
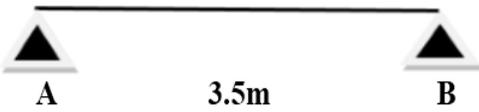
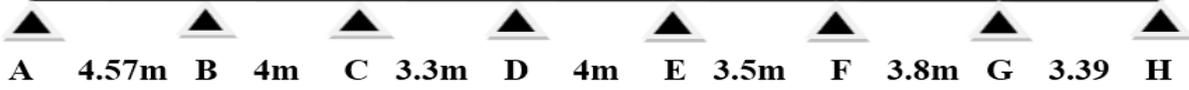
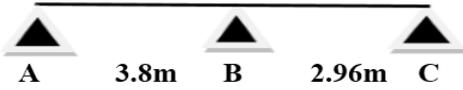
➤ **Types de poutrelles**

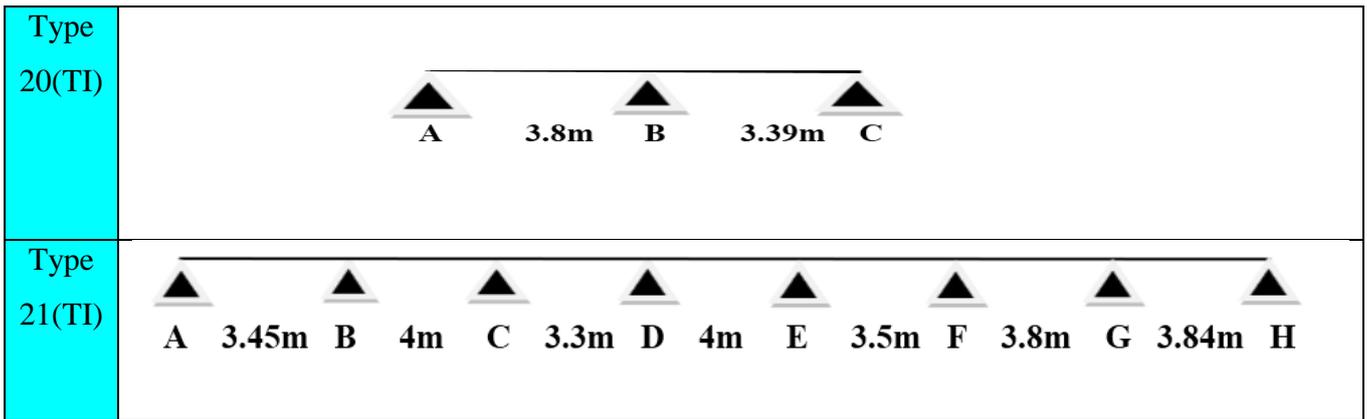
On distingue quatre types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	<p style="text-align: center;"> ▲ </p> <p style="text-align: center;"> A 3.3m B 4m C 3.5m D 3.8m E 4.24m F </p>
Type 2	<p style="text-align: center;"> ▲ </p> <p style="text-align: center;"> A 3.45 B 4m C 3.3m D 4m E 3.5m F 3.8m G 4.24 H </p>
Type 3	<p style="text-align: center;"> ▲ ▲ ▲ ▲ </p> <p style="text-align: center;"> A 3.5m B 3.8m C 4.24m D </p>

<p>Type 4</p>	<p>A 2.44m B 4m C 3.3m D</p>
<p>Type 5</p>	<p>A 4.57m B 4m C 3.3m D 4m E 3.5m F 3.8m G 3.39 H</p>
<p>Type6</p>	<p>A 3.45m B 4m C 3.3m D 4m E 3.5m F 3.8m G</p>
<p>Type 7</p>	<p>A 4m B 3.3m C 4m D 3.5m E 3.8m F 3.39m G</p>
<p>Type 8</p>	<p>A 4m B 3.3m C 4m D 3.5m E 3.8m F 2.66m G</p>
<p>Type 9</p>	<p>A 3.5m B 3.8m C 3.39m D</p>
<p>Type 10</p>	<p>A 4.57m B 4m C 3.3m D</p>
<p>Type 11</p>	<p>A 3.45m B 4m C 3.3m D</p>

<p>Type 12</p>	
<p>Type 13</p>	
<p>Type 14</p>	
<p>Type 15</p>	
<p>Type 16</p>	
<p>Type 17</p>	
<p>Type 18(TI)</p>	
<p>Type 19(TI)</p>	



❖ **Choix de la méthode de calcul des différentes sollicitations**

On a deux types de poutrelles dans notre projet :

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

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1,2,3,4,,5,6,7,8 ,9,10,11,13,14, 15,16,18,20,21	vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Types 12 et 19	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 17	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

❖ **Les charges revenantes des poutrelles**

- A l’ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q)l_0$
- A l’ELS : $P_s = (G + Q)l_0$, avec l_0 : entre axe des poutrelles.

Tableau III.3 : Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	l_0 (m)	P_u (KN/ml)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,82	1	0,5	5.3535	7.82
RDC et étages	5,85	1,5		5.07375	7.35

III.2.1.1. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Dans cet exemple on choisit le type 14 dans l'étage et On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

➤ Schéma statique



Calcul des moments $M_0^1 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,148 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments isostatiques

Travée AB :

On a $M_0^1 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,148 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée BC :

$M_0^2 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 6.907 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,003 \text{ KN.m} \end{cases}$

$M_0 = \max (M_0^1 ; M_0^2)$

d'où

$M_0 = M_0^1 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 10,148 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments aux appuis

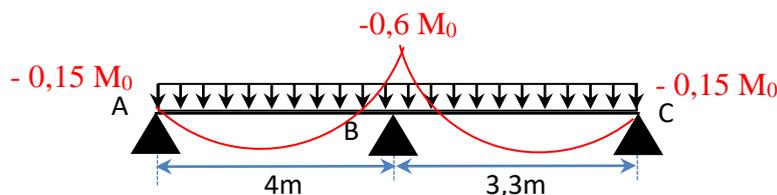


Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = -6,089 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -4,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -1,5222 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -1,1025 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{7,35} = 0,204$$

Travée AB

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0612 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6306 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,0612 \times 10,148 - \frac{0 - (-6,089)}{2} \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6306 \times 10,148 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 7,7235 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 5,595 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée BC

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0612 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6306 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 1,0612 \times 6,907 - \frac{6,089 - 0}{2} \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6306 \times 6,907 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 4,356 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 3,155 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

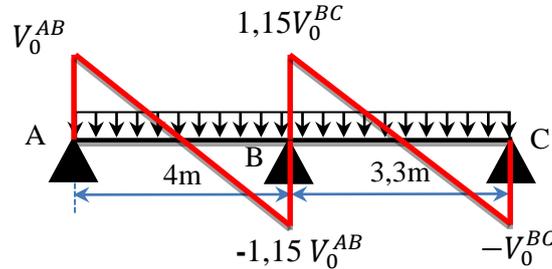


Figure III.2. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 10,148 \text{ KN} \\ V_B = -11,67 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 11,67 \text{ KN} \\ V_C = -8,372 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 19 (TI)

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,8}{2,96} = 1,284 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Schéma isostatique



Calcul des moments

✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 4,55 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} q'_u = 3,819 \text{ KN/m} \\ q'_s = 2,773 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_C = M_f = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} ELU: 6,9 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,005 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_f = \begin{cases} ELU: -1,035 \text{ KN.m} \\ ELS: -0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{3,819 \times (3,8^3 + 2,368^3)}{8,5 \times (3,8 + 2,368)} \\ ELS: -\frac{2,773 \times (3,8^3 + 2,368^3)}{8,5 \times (3,8 + 2,368)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU: -4,964 \text{ KN.m} \\ ELS: -3,605 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments en travées

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,8}{2} - \frac{4.964}{5.1035 \times 3,8} = 1,636 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU: 9.034 \text{ KN.m} \\ ELS: 6.921 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 7,165 \text{ KN.m} \\ ELS: 5,242 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{2,96}{2} - \frac{-4.964 - (0)}{5.1035 \times 2,96} = 1,819 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} ELU: 5.3 \text{ KN.m} \\ ELS: 4.058 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 3.486 \text{ KN.m} \\ ELS: 2.554 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants

on a, $V_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{5.1035 \times 3,8}{2} + \frac{4.964}{3,8} = 9.44 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{5.1035 \times 3,8}{2} + \frac{4.964}{3,8} = -9.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{5.1035 \times 2,96}{2} - \frac{(-4.964) - 0}{2,96} = 7.882 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{5.1035 \times 2,96}{2} - \frac{(-4.964) - 0}{2,96} = -7.224 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	AB	A	-1.0361	/	4.793	8.0691	-0.7505	/	3.472
		B	/	5.074		-11.73		-3.675	
	BC	B	/	/	6.203	9.6980	/	/	4.492
		C			-4.059	-10.5980			

	CD	C			4.384	8.4932	/		3.175	
		D		-3.664		-10.4294		-2.653		
	DE	D			5.037	9.1549			3.648	
		E		-5.701		-10.1263		-4.129		
	EF	E			9.249	10.5212			6.699	
F		-1.7103	/		-11.0219	-1.2387	/			
T2	AB	A	-1.1324	/	5.474	9.8581	-0.8202	/	3.965	
		B	/	-5.074		-9.0425		-3.675		
	BC	B			6.203	9.698			4.492	
		C				-10.5980		-2.94		
	CD	C			3.665	7.8847			2.655	
		D				-8.8569		-2.94		
	DE	D			6.71	9.7480	/		4.86	
		E				-10.5480		-2.94		
	EF	E			4.384	8.4446			-2.94	3.175
		F				-9.3144			-2.653	
	FG	F			5.037	9.1549			-4.129	3.648
G					-10.1263					
GH	G			9.249	10.4919				6.699	
	H	-1.7103	/		-11.0219	-1.2387		/		
T3	AB	A	-1.155	/	5.956	8.6216		-0.8440	/	4.313
		B	/	-3.317		-9.1374			-4.58	
	BC	B			4.86	9.1074		/		3.519
		C				-10.1738	-5.701			
	CD	C			9.246	10.4919				6.699
D		-1.7103	/		-11.0219	-1.2387	/			
T4	X (m)	AB	-0.5324	/	2.15	5.8909	-1.0064		/	1.565
				0,912	B	/	-3.707		-6.4897	-2.664
	1,952	BC		B		5.964	9.7351	/		4.343
				C			-10.5609		-3.358	
1,929	CD	C		4.768	8.0930				3.464	
		D	-0.3856	/		-8.6511	-0.729		/	
T5	AB	A	-1.9869	/	10.745	11.3085	-1.4391	/	7.783	
		B	/	-6.623		-11.8797		-4.797		
	BC	B			5.428	9.6217	/		3.931	
		C				9.6217		-2.94		
	CD	C			3.665	7.8873				2.655
		D				-8.8595		-2.94		
	EF	D			6.71	9.7480			-2.94	4.86
		E				-10.5480		-2.94		
	FG	E			4.384	8.4446			-2.653	3.175
		F				-9.3144				
		F			5.598	9.2130			-3.317	4.054
		G				-10.0682				
		G			5.445	8.3088				3.944
		H	-1.0933	/		-8.8667		-0.7918	/	
T6	AB	A	-1.1324	/	5.474	8.4628		-0.8202	/	3.965
		B	/	-5.074		-9.0425		-3.675		

	BC	B			6.203	9.6980	/	4.492		
		C				-4.059			-10.5980	-2.94
	CD	C			-4.059	3.665		7.8873	-2.94	2.655
		D				6.71		-8.8569		
	DE	D			-4.059	6.71		9.7480	-2.94	4.86
		E				4.123		-10.5480		
	EF	E			-4.58	4.123		8.3930	-3.317	2.986
		F				7.43		-9.3659		
FG	F	-1.3738	7.43	9.4031	/	5.38				
	G		-9.8781	-0.9949						
T7	AB	A	/	-1.5222	8.232	9.898	-1.1025	5.962		
		B			-5.074	-10.398		-3.675		
	BC	B		-4.059	3.665	7.8266	-2.994	2.655		
		C			6.71	-8.9175				
	CD	C		-4.059	6.71	9.748	-2.94	4.86		
		D			4.384	-10.5480				
	DE	D		-3.664	4.384	8.4446	-2.653	3.175		
		E			5.598	-9.3144				
EF	E	-4.58	5.598	9.2130	-3.317	4.059				
	F		5.445	-10.0682						
FG	F	-1.0933	5.445	8.3342	/	3.944				
	G		-8.8667	-0.7918						
T8	AB	A	/	-1.5222	8.232	9.898	-1.1025	5.962		
		B			-5.074	-10.398		-3.675		
	BC	B		-4.059	3.665	7.8266	-2.94	2.655		
		C			6.71	-8.9175				
	CD	C		-4.059	6.71	9.7480	-2.94	4.86		
		D			4.384	-10.5480				
	DE	D		-3.664	4.384	8.4446	-2.653	3.175		
		E			5.598	-9.3144				
EF	E	-4.58	5.598	9.2650	-3.317	4.054				
	F		2.83	-10.0163						
FG	F	-0.6732	2.83	6.4091	/	2.049				
	G		-7.0877	-0.4875						

Tableau III.5.Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S			
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments			
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	
T1	AB	A	/	-1.0360	/	4.793	8.0691	-0.7505	/	3.472
		B					5.074			
	BC	B		-4.059	6.203	9.6980	-2.94	4.492		
		C			4.384	-10.5980				
	CD	C		-3.664	4.384	8.4932	/	3.175		
		D			5.037	-10.4294				
DE	D		5.037	9.1549	-2.653	3.648				

	EF	E		-5.701		-10.1263		-4.129		
		E			9.249	10.5212			6.699	
		F	-1.7103	/			-11.0219	-1.2387	/	
T2	AB	A	-1.1324	/	5.474	9.8581	-0.8202	/	3.965	
		B		-5.074		-9.0425		-3.675		
	BC	B			6.203	9.698			4.492	
		C		-4.059			-10.5980		-2.94	
	CD	C			3.665	7.8847			2.655	
		D		-4.059			-8.8569		-2.94	
	DE	D	/		6.71	9.7480			4.86	
		E		-4.059			-10.5480		-2.94	
	EF	E			4.384	8.4446			3.175	
		F		-3.664			-9.3144	/	-2.653	
	FG	F			5.037	9.1549			3.648	
		G		-5.701			-10.1263		-4.129	
GH	G			9.249	10.4919			6.699		
	H	-1.7103	/			-11.0219	-1.2387	/		
T3	AB	A	-1.155	/	5.956	8.6216	-0.8441	/	4.313	
		B		-3.317		-9.1374		-4.58		
	BC	B	/		4.86	9.1074	/		3.519	
		C		-4.129			-10.1738		-5.701	
	CD	C			9.246	10.4919			6.699	
D		-1.7103	/			-11.0219	-1.2387	/		
T4	X (m) 0,912	AB	A	-0.5324	/	2.15	5.8909	-1.0064	/	1.565
			B		-3.707		-6.4897		-2.664	
	1.952	BC	B	/		5.964	9.7351	/		4.343
			C		-4.673			-10.5609		-3.358
	1,929	CD	C			4.768	8.0930			3.464
D			-0.3857	/			-8.6511	-0.729	/	
T9	AB	A	-1.1655	/	5.956	7.7571	-0.8441	/	4.313	
		B		-4.58		-9.1374			-3.317	
	BC	B	/		5.14	9.1655				
		C		-4.58			-10.5907		-3.317	
	CD	C			5.449	8.3342			3.944	
		D	-1.0934	/			-8.8667	-0.7919	/	
T10	AB	A	-1.9869	/	10.745	11.3085	-1.4391	/	7.783	
		B		-6.623		-13.4015		-4.797		
	BC	B	/		5.385	9.5717			3.9	
		C		-5.074			-10.7243		-3.675	
	CD	C			4.793	8.0691	/		3.472	
D		-1.0361	/			-8.6751	-0.7505	/		
T11	AB	A	-1.1323	/	5.474	8.4628	-0.8202	/	3.965	
		B	/	-5.074		-9.0425		-3.675		
	BC	B			5.695	9.648			4.125	

		C		-5.074		-10.648	/	-3.675	3.472			
		CD	C		4.793	8.0691						
		D	-1.0361	/		-8.6751				-0.7505	/	
T12	X(m) 1.626	AB	A	-1.3452	/	6.707	9.3665	-0.7864	/	4.871		
			B	/	-5.28						-9.9147	/
	1.832	BC	B			3.229	7.1576			2.35		
C			-0.9743	/		-7.8614	-0.5696	/				
T13	AB	A	-1.3739	/	6.972	9.3556	-0.09949	/	5.049			
		B	/	-5.495						-9.9256	/	-3.98
		BC	B									
		C	-1.0934	/		-8.9199	-0.7919	/				
T14	AB	A	-1.5222	/	7.725	9.8480	-1.1025	/	5.595			
		B	/	-6.089						-10.448	/	-4.41
		BC	B									
		C	-1.0361	/		-8.7357	-0.7505	/				
T15	AB	A	-1.5222	/	7.725	9.8480	-1.1025	/	5.595			
		B	/	-6.089						-10.448	/	-4.41
		BC	B									
		C	-1.155	/		-9.2223	-0.8441	/				
T16	AB	A	-1.1324	/	5.474	8.1729	-0.8202	/	3.965			
		B		-5.074						-9.0425	/	-3.675
	BC	B			6.203	9.6980			4.492			
		C		-4.059		-10.5980		-2.94				
	CD	C			3.665	7.8873			2.655			
		D	/	-4.059		-8.8569	/	-2.94				
	DE	D			6.203	9.6980			4.492			
		E		-5.074		-10.5980		-3.675				
EF	E			5.709	8.5938			4.134				
		F	-1.1655	/		-9.1652	-0.8441	/				
T17	AB	A	-1.1654	/	7.7696	8.8795	-0.8441	/	5.6273			
		B	-1.1654	/							-0.8441	

Tableau III.6.Sollicitations dans les différents types de poutrelles du TI

Types	Travée	Appuis	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T18	AB	A	-2.0966	/	11.181	11.9482	/	/	8.165
		B	/	-6.989		-12.5195		-5.104	
	BC	B			5.607	10.1817		-3.128	4.095
		C		-4.283		-11.2343			
	CD	C			3.784	8.3423			2.763
		D		-4.283		-9.3189			-3.128
	DE	D			6.96	10.3080			5.083
	E		-4.283		-11.1080		-3.128		

	EF	E			4.533	8.9346			3.311	
		F		-3.866		-9.8044		-2.823		
	FG	F			5.798	9.7451			4.235	
		G		-4.832			10.6001		-3.529	
	GH	G			5.66	8.8088			4.133	
H		-1.1537	/			-9.3413	-0.8426	/		
T20	AB	A	-1.4496	/	7.248	9.6026	-1.0587	/	5.293	
		B	/	-5.798		-10.4576	/	-4.235		
	BC	B			5.177	8.7556			3.78	
		C	-1.1537	/			-9.3945	-0.8426	/	
T21	AB	A	-1.1949	/	5.687	8.9458	-0.8726	/	4.153	
		B	/	-5.354		-9.5255		-3.91		
	BC	B			6.425	10.2580			4.692	
		C		-4.283			-11.1580		-3.128	
	CD	C			3.784	8.3493			2.763	
		D		-4.283			-9.3189		-3.128	
	DE	D			6.96	10.3080			5.083	
		E		-4.283			-11.10798	/	-3.128	
	EF	E			4.533	8.9346			3.311	
		F		-3.866			-9.8391		-2.823	
	FG	F			5.747	9.7401			4.197	
		G		-4.934			-10.6051		-3.604	
	GH	G			7.894	10.0397			5.765	
H		-1.4802	/			-10.5197	-1.0811	/		
T19	X (m)	AB	A	-1.4216	/	7.165	9.9085	-0.8334	/	5.242
			B	/	-5.371		-10.4366		-3.9	
	1.636	BC	B			3.486	7.5850	/		2.554
			C	-1.0382	/			-8.2628	-0.6086	/
1.819										

Tableau III.7. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC et Etages courant	-1.9869	-6.623	10.745	-13.4015	-1.4391	-4.797	7.783
terrasse inaccessible	-2.0966	-6.989	11.181	11.9482	-1.5311	-5.104	8.165

Exemple de calcul type 14 (RDC et Etages)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 10.745 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6.623 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,9869 \text{ KN.m} \\ V = -13.4015 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7.783 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -4.797 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,4391 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données : $b = 50\text{cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ Mpa}$
 $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

➤ **Ferraillage en travée**

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,5 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0.0568 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0.010745 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire
 (b × h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.010745}{14,2 \times 0,5 \times 0,22^2} = 0,0312 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0312}] = 0,0396$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0396) = 0,177\text{m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,010745}{0,177 \times 348} = 1,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,74\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,328 \text{ cm}^2 < A_t = 1,74\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On ferraillera avec $A_t = 1.74\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif ($M_u < 0$), ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{6.623 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,096 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad avec \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,126 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,209 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 0,91 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,9869 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,0221 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,028 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,217 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,9869 \times 10^{-3}}{0,217 \times 348} = 0,263 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,265 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,265 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 0,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,265 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,263 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

En travée : $A_t = 1,328 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 = 2,36 cm²

En appui intermédiaire : $A_a^{int} = 0,837 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1,57 cm²

En appui de rive : $A_a^r = 0,256 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0,79 cm²

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 6,86 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

III.2.1.2. Vérifications nécessaires

❖ **Vérifications à l'ELU**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

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

$$\tau_u = 13,4015 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,22) = 0,609 \text{ MPa}$$

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

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

✓ **Vérification des contraintes**

❖ **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -237.2 \text{ cm}^3 < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Section en T}$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

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

$$\Leftrightarrow 25 y^2 + 195.4 y - 458.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289,9330267 \Rightarrow y = 4.92 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{50 \times (4.92)^3}{3} - (50 - 10) \frac{(4.92 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36(22 - 4.92)^2$$

$$I = 12312 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.745 \times 10^{-3}}{12312 \times 10^{-8}} \times 4.92 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **En appui intermédiaire**

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5 y^2 + 30.15y - 663.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 119.06 \Rightarrow y = 4.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (4.82)^3}{3} + 15 \times 1.57(22 - 4.82)^2$$

$$I = 11872 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.623 \times 10^{-3}}{11872 \times 10^{-8}} \times 4,82 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.8 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4 \text{ m} ; M_{0s} = 7.35 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7.783 \text{ KN.m} ;$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=24 \text{ cm} < 28,23 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

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

or $A=2.36 \text{ cm}^2 < 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 8 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6.58125 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4.9725 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8.26875 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec: $j = G - G^{revêtement}$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,8656 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,5969 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.76466754 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.50586701 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0,0107 \%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} ; \begin{cases} \sigma_{st}^g = 136.963633 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 103.483634 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 172.082514 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 12312 \text{ cm}^4 \\ y = 4.92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.539229962 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.43810679 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.61250136 \end{cases}$$

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

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

$$v = 5 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 27708 \text{ cm}^4$

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

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 10058 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 11504 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 9219.5 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 16819 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 5.78682427 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 2.13076479 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 4.42130112 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 3.22564777 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4.85 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \dots$ la flèche est vérifiée

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle V_u $\leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
RDC et Etages courants	0,580 < 3,33	4.38 > 0.3853	/	13.4015 < 26.5665	0.677 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,6117 < 3,33	4.38 > 0.3435	/	11.9482 < 27.6345	0.603 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
RDC et Etages courants	Travée	7.783	2.36	4.918	12312	3.1089 < 15	Vérifiée
	Appui	-4.797	1.01	3.36	5896.1	2.7336 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	-8.165	2.36	4.918	12312	4.4662 < 15	Vérifiée
	Appui	-5.104	1.01	3.36	5896.1	2.9572 < 15	Vérifiée

Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
RDC et Etages courants	Travée	10.745	0.0313	0.0398	0.2165	1.4269	1.3282	3HA10 = 2.36
	Appui Inter	-6.623	0.0966	0.1272	0.2088	0.9119	0.2656	2HA10=1,57
	appui de rive	-1.9869	0.0058	0.0072	0.2191	0.2602	0.2656	1HA10=0.79
Terrasse inaccessible	Travée	11.181	0.0326	0.0414	0.2163	1.4858	1.3282	3HA10=2,36
	Appui Inter	-6.989	0.1019	0.1347	0.2081	0.9653	0.2656	2HA10=1,57
	appui de rive	-2.0966	0.0061	0.0076	0.2193	0.2747	0.2656	1HA10=0.79

Tableau III.11. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC	étages courants	Terrasse Inaccessible
L (m)	4.57	4.57	4.57
$M_{j ser}$ (KN.m)	6.49063533	6.49063533	0.825279877
$M_{g ser}$ (KN.m)	8.59054676	8.59054676	1.00149622
$M_{p ser}$ (KN.m)	10.79325105	10.79325105	1.148343173
I (cm^4)	12312	12312	12312
I_0 (cm^4)	27707.6	27707.6	27707.6
λ_i	3.764667536	3.764667536	3.764667536

λ_v	1.505867014	1.505867014	1.505867014
σ_{st}^j (MPa)	135.0778344	135.0778344	171.7505497
σ_{st}^g (MPa)	178.7794868	178.7794868	208.4232649
σ_{st}^p (MPa)	224.6203808	224.6203808	238.9838609
μ_j	0.534578422	0.534578422	0.611918483
μ_g	0.623897223	0.623897223	0.667217616
μ_p	0.686921133	0.686921133	0.702539468
I_{fji} (cm ⁴)	10117.3	10117.3	9225.61
I_{fgi} (cm ⁴)	9101.37	9101.37	8678.72
I_{fpi} (cm ⁴)	8499.2	8499.2	8362.09
I_{fgv} (cm ⁴)	15714.5	15714.5	15203.1
f_{ji} (mm)	4.128130142	4.128130142	5.756195533
f_{gi} (mm)	6.073558622	6.073558622	7.425458083
f_{pi} (mm)	8.171538459	8.171538459	8.836623367
f_{gv} (mm)	10.5528779	10.5528779	12.71646824
Δf (mm)	8.52272759	8.52272759	8.371437995
f_{adm} (mm)	9.14	9.14	9.14
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
R D C+ Étages courants et TI			

✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,5}{235} \times 100 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,425 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

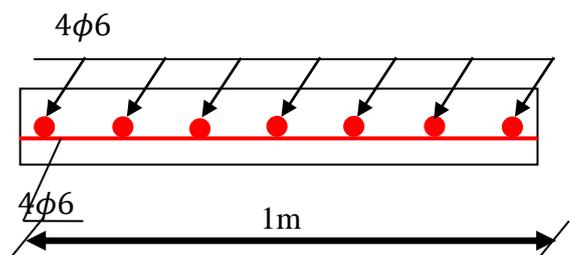


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.3. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Tableau III.13. Données de la dalle pleine D7 (Balcon) :

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D7 (Balcon)	1,5	3,2	0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319

III.3.1. Dalle pleine sur trois appuis :

III.3.1.1. Méthode de calcul : pour la dalle D7 (balcon) :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \times \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations : On a $l_x = 1,5 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = \frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ m}$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,2305 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS: } G + Q = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11.2305 \times 1,5^2 \times 3,2}{2} - \frac{2 \times 11.2305 \times 1,5^3}{3} \\ M_0^y = \frac{11.2305 \times 1,5^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 15.16 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels

➤ En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 15.16 = 12.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 6.3 = 5.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En Appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 15.16 = 4.548 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle pleine du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1\text{ml}$).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c=3\text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c=12-3=9\text{ cm}$



Figure III.4 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

Travée selon x :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,1198$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ pour } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_l = 1,7391 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = 0,668 \\ \mu_l = 0,3916 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1198}) = 0.16$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,16) = 0,08424 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12,88 \times 10^{-3}}{0,08424 \times 348} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Travée selon y :

$$\mu_{bu} = \frac{5,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0467$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0467}) = 0,06$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,06) = 0,08784 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{5,35 \times 10^{-3}}{0,08784 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Appuis selon x et y :

$$\mu_{bu} = \frac{4,548 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,051$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,051) = 0,08816 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{4,548 \times 10^{-3}}{0,088916 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

Pour $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$ ($\rho = 0,46$) donc :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,46}{2} \times 1 \times 0,12 = 1,2192 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

➤ **En travée :**

On opte pour :

selon x on ferraille avec A_{cal} soit 7HA10 = 5,5 cm²/ml

Selon y on ferraille avec A_{cal} soit 5HA8 = 2,51 cm²/ml

➤ **En Appuis :** A=3HA8 = 1,51 cm²/ml

Calcul de l'espacement : FN

Sens x - x: $S_t \leq \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm}$

Sens y - y: $S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

$S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$

Donc on opte selon :

x-x : $S_t = 15 \text{ cm}$

y-y : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.1.2. Les vérifications nécessaires :

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

$q_u = 11.2305 \text{ KN/ml}$

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.023 \times 1,5}{2} \times \frac{3.2^4}{1,5^4 + 3.2^4} = 7.88 \text{ KN}$

$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.023 \times 3.2}{2} \times \frac{1,5^4}{1,5^4 + 3.2^4} = 0.9 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{7,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,08755 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,08755 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Condition vérifier \Rightarrow Les armatures transversales sont pas nécessaire

Tableau III.14. Vérifications des efforts tranchants :

Type de Dalle	V_{ux} (KN)	V_{uy} (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
D1	17.98	24.36	0.225 < 1,167	Vérifiée
D2	21.48	28.93	0.214 < 1,167	Vérifiée
D3	15.77	21.08	0.195 < 1,167	Vérifiée
D4	9.27	17.067	0.126 < 1,167	Vérifiée
D5	23.86	26.62	0.197 < 1,167	Vérifiée
D6	6.27	4.1	0.069 < 1,167	Vérifiée
D7	7.88	0.9	0,087 < 1,167	Vérifiée
D8	5.54	5.43	0.061 < 1,167	Vérifiée

D9	5.54	5.114	0.0615 < 1,167	Vérifiée
D10	7.387	19.59	0.181 < 1,167	Vérifiée
D11	7.387	4.35	0.081 < 1,167	Vérifiée
D12	9.3	3.47	0.103 < 1,167	Vérifiée
D13	5.54	0	0.061 < 1,167	Vérifiée
D14	7.94	4.11	0.088 < 1,167	Vérifiée
D15	7.94	3.97	0.088 < 1,167	Vérifiée
D16	7.94	3.93	0.088 < 1,167	Vérifiée
D17	8.27	3.94	0.091 < 1,167	Vérifiée
D18	4.24	5.32	0.06 < 1,167	Vérifiée
D19	6.27	4.76	0.07 < 1,167	Vérifiée
D19(TI)	5.746	4.36	0.0638 < 1,167	Vérifiée
D20(TI)	7.658	3.45	0.0752 < 1,167	Vérifiée
D21(TI)	8.327	3.97	0.069 < 1,167	Vérifiée
D22(TI)	5.07	4.97	0,056 < 1,167	Vérifiée
D9(TI)	5.07	4.68	0,0563 < 1,167	Vérifiée
D16(TI)	7.267	3.6	0,0807 < 1,167	Vérifiée
D17(TI)	7.571	3.61	0,0841 < 1,167	Vérifiée
D18(TI)	3.887	4.87	0,0541 < 1,167	Vérifiée
D9(Balcon)	5.61	5.18	0.062 < 1,167	Vérifiée

Tableau III.15. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1(P.D.P)	X-X	12.79943 59	0,11154 192	0,084664 28	4,346387 59	1,0592 8339	7HA10=5,5
	Y-Y	7.405753 6	0,06453 816	0,086995 48	2,447430 74	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	- 4.517447 9	0,03936 774	0,088192 14	1,472655 43	1,0592 8339	3HA8 = 1,51
D2(P.D.P)	X-X	16.55733 58	0,08116 341	0,114914 69	4,142406 8	1,3219 7309	7HA10=5,5
	Y-Y	9.723295 4	0,04766 321	0,117068 6	2,387871 28	1,2	5HA8 = 2,51
	Appui	- 5.843765 6	0,02864 591	0,118255 9	1,420717 83	1,3219 7309	3HA8 = 1,51
D3(P.D.P)	X-X	9.633783 8	0,08395 454	0,086048 56	3,218778 92	1,0554 5966	5HA10=3,93
	Y-Y	5.740771 8	0,05002 851	0,087689 4	1,882179 55	0,96	3HA10=2,36

	Appui	- 3.400159	0,02963 102	0,088646 24	1,102749 19	1,0554 5966	3HA8 = 1,51
D4(P.D.P)	X-X	3.809530 8	0,01867 417	0,118868 89	0,921385	1,4270 2703	3HA10=2, 36
	Y-Y	1.220954 6	0,00598 507	0,119639 81	0,293401 04	1,2	3HA8 = 1,51
	Appui	- 2.539687 2	0,01244 945	0,119248 32	0,612302 16	1,4270 2703	3HA10=2, 36
D5(P.D.P)	X-X	15.74264 96	0,07716 985	0,115175 87	3,929652 63	1,2475 8942	5HA10=3, 93
	Y-Y	12.98926 02	0,06367 284	0,116049 58	3,217945 53	1,2	5HA10=3, 93
	Appui	- 5.556229 3	0,02723 642	0,118342 93	1,349819 44	1,2475 8942	3HA8 = 1,51
D6(P.D.P)	X-X	2.770125	0,02414 052	0,088900 24	0,895847 93	1,032	3HA8 = 1,51
	Y-Y	4.293693 8	0,03741 781	0,088283 46	1,398265 27	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	-1.84675	0,01609 368	0,089269 86	0,594759 1	1,032	3HA8 = 1,51
D7(Balcon)	X-X	12.88	0.0467	0.08424	4.4	1,215	7HA10= 5,5
	Y-Y	5.37	0.0467	0.08784	1.75	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	-4.548	0.04	0,08816	1.48	1,215	3HA8 = 1,51
D8(P.D.P)	X-X	18.01273 78	0,15697 375	0,082272 73	6,294506 33	1,2454 0541	7HA812 = 7,92
	Y-Y	5.297864 1	0,04616 875	0,087872 1	1,733355 64	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	- 6.357436 9	0,05540 25	0,087433 71	2,090455 81	1,2454 0541	3HA10=2, 36
D9(P.D.P)	X-X	10.59572 81	0,09233 75	0,085632 91	3,557361 24	1,2	5HA10=3, 93
	Y-Y	5.297864 1	0,04616 875	0,087872 1	1,733355 64	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	- 3.739668 8	0,03258 971	0,088508 75	1,214743 98	1,2	3HA8 = 1,51
D10(P.D.P)	X-X	3.397281 3	0,02960 594	0,088647 4	1,101801 43	1,2193 1034	3HA8 = 1,51
	Y-Y	0.849320 3	0,00740 148	0,089665 69	0,272322 21	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	- 2.264854 2	0,01973 729	0,089102 88	0,730779 51	1,2193 1034	3HA8 = 1,51

D11(P.D.P)	X-X	19.24023 17	0,16767 086	0,081686 96	6,771664 23	1,1777 0492	7HA812 = 7,92
	Y-Y	12.30113 18	0,10719 941	0,084885 37	4,166295 74	0,96	7HA10= 5,5
	Appui	-6.79067	0,05917 795	0,087253 16	2,237532 36	1,1777 0492	5HA8 = 2,51
D12(P.D.P)	X-X	10.59572 81	0,09233 75	0,085632 91	3,557361 24	1,0368	5HA10=3, 93
	Y-Y	16.10550 68	0,14035 3	0,083165 04	5,567643 73	0,96	7HA812 = 7,92
	Appui	- 3.739668 8	0,03258 971	0,088508 75	1,214743 98	1,0368	3HA8 = 1,51
D13(P.D.P)	X-X	11.14513 63	0,09712 537	0,085393 59	3,752303 43	0,96	5HA10=3, 93
	Y-Y	1.569737 5	0,01367 963	0,089380 15	0,504921 44	0	3HA8 = 1,51
	Appui	- 3.933577 5	0,03427 954	0,088430 03	1,278868 14	0,96	3HA8 = 1,51
D14(P.D.P)	X-X	19.87797 84	0,17322 857	0,081378 9	7,022605 2	1,1610 8108	7HA812 = 7,92
	Y-Y	14.77417 31	0,12875 096	0,083775 75	5,070172 34	0,96	9HA812 = 10,18
	Appui	- 7.015757 1	0,06113 95	0,087159 04	2,314194 89	1,1610 8108	3HA10=2, 36
D15(P.D.P)	X-X	12.03372 42	0,10486 906	0,085003 5	4,070062 48	1,1102 8754	7HA10= 5,5
	Y-Y	12.76420 59	0,11123 491	0,084679 95	4,333622 18	0,96	7HA10= 5,5
	Appui	- 4.247196 8	0,03701 261	0,088302 41	1,382826 4	1,1102 8754	3HA8 = 1,51
D16(P.D.P)	X-X	10.59572 81	0,09233 75	0,085632 91	3,557361 24	1,096	5HA10=3, 93
	Y-Y	12.18508 73	0,10618 813	0,084936 68	4,124499 3	0,96	7HA10= 5,5
	Appui	- 3.739668 8	0,03258 971	0,088508 75	1,214743 98	1,096	3HA8 = 1,51
D17(P.D.P)	X-X	16.82562 38	0,14662 853	0,082830 6	5,840072 06	1,1328	7HA812 = 7,92
	Y-Y	15.47957 39	0,13489 825	0,083453 38	5,332771 11	0,96	9HA812 = 10,18
	Appui	- 5.938455 5	0,05175 125	0,087607 6	1,948810 35	1,1328	3HA10=2, 36

D18(P.D.P)	X-X	1.139711 8	0,00993 213	0,089550 81	0,365900 82	1,1832 5581	3HA8 = 1,51
	Y-Y	0.284928	0,00248 303	0,089888 12	0,091131 94	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	- 0.402251 2	0,00350 546	0,089841 98	0,128722 94	1,1832 5581	3HA8 = 1,51
D19(P.D.P)	X-X	12.85928 96	0,11206 353	0,084637 64	4,368086 87	1,185	7HA10= 5,5
	Y-Y	7.635203 2	0,06653 772	0,086898 95	2,526061 42	0,96	5HA10=3, 93
	Appui	- 4.538572 8	0,03955 183	0,088183 5	1,479686 8	1,185	3HA8 = 1,51
D20(TI)	X-X	10.97281 3	0,10960 594	0,082647 4	3,272322 21	1,2193 1034	5HA10=3, 93
	Y-Y	- 5.264854 2	0,05740 148	0,085656 9	2,272322 21	0,96	5HA10=3, 93
	Appui	3.264854 2	0,02973 729	0,088902 82	1,307795 1	1,2193 1034	3HA8 = 1,51
D21(TI)	X-X	17.52224 31	0,08589 3349	0,114603 735	4.395707 429	1.4203 38983	7HA10= 5,5
	Y-Y	15.74032 01	0,07715 8432	0,115176 619	3.929045 725	1.2	5HA10=3, 93
	Appui	- 6.184321 1	0,03031 53	0,118152 643	1.504826 534	1.4203 38983	3HA8 = 1,51
D22(TI)	X-X	16.48383 75	0,14365	0,082989 7	5,710471 46	1,2454 0541	7HA812 = 7,92
	Y-Y	4.848187 5	0,04225	0,088056 79	1,582903 31	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	- 5.817825	0,0507	0,087657 53	1,908135 74	1,2454 0541	3HA10 = 2,36
D9 (TI)	X-X	9.696375	0,0845	0,086021 64	3,240705 24	1,2	5HA10=3, 93
	Y-Y	4.848187 5	0,04225	0,088056 79	1,582903 31	0,96	3HA10 = 2,36
	Appui	-3.42225	0,02982 353	0,088637 31	1,110025 67	1,2	7HA10= 5,5
D9 (Balcon)	X-X	10.73916 56	0,09358 75	0,085570 56	3,608145 13	1,2	5HA8 = 2,51
	Y-Y	5.369582 8	0,04679 375	0,087842 56	1,757411 2	0,96	3HA10=2, 36
	Appui	-	0,03303	0,088488	1,231474	1,2	3HA8 =

		3.790293 8	088	22	09		1,51
D16 (TI)	X-X	9.696375	0,0845	0,086021 64	3,240705 24	1,096	5HA10=3, 93
	Y-Y	11.15083 13	0,09717 5	0,085391 1	3,754330 19	0,96	5HA10=3, 93
	Appui	-3.42225	0,02982 353	0,088637 31	1,110025 67	1,096	3HA8 = 1,51
D17(TI)	X-X	13.58601 56	0,11839 665	0,084312 77	4,632726 07	1,1328	7HA10= 5,5
	Y-Y	12.49913 44	0,10892 492	0,084797 66	4,237735 98	0,96	7HA10= 5,5
	Appui	- 9.057343 8	0,07893 11	0,086295 63	3,017518 19	1,1328	5HA10=3, 93
D18(TI)	X-X	1.042974 4	0,00908 91	0,089589 11	0,334700 42	1,1832 5581	3HA8 = 1,51
	Y-Y	0.260743 6	0,00227 228	0,089897 63	0,083387 94	0,96	3HA8 = 1,51
	Appui	- 0.368108 6	0,00320 792	0,089855 41	0,117779 47	1,1832 5581	3HA8 = 1,51
D19(TI)	X-X	11.76780 8	0,10255 17	0,085120 64	3,974646 9	1,185	7HA10= 5,5
	Y-Y	6.987136	0,06089 007	0,087171 02	2,304437 33	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	- 4.153344	0,03619 472	0,088340 64	1,351684 06	1,185	3HA8 = 1,51

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 7,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{7.93 \times 1,5^2 \times 3,2}{2} - \frac{2 \times 7.93 \times 1,5^3}{3} \\ M_0^y = \frac{7.93 \times 1,5^3}{6} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 10.7055 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments réels

➤ En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 10.7055 = 9.1 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 4.46 = 3,791 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 10.7055 = -3.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Exemple de calcul :

En travée sens x-x :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50y^2 + (15 \times 5.5 \times y) - (15 \times 5.5 \times 9) = 0$$

$$50y^2 + 82.5y - 742.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 394.09$$

$$y = 0,03116m$$

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

$$I = \frac{100}{3}y^3 + (15 \times 5.5 \times (9 - 3.116)^2)$$

$$I = 3864.76 \times 10^{-8}m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{3.86476 \times 10^{-5}} \times 0,03116 = 7.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \dots \dots \dots (FN)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{9.1 \times 10^{-3}}{3864.76 \times 10^{-4}}(0,09 - 0,03116) = 20.78 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 20.78 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

En travée selon y-y :

$$50y^2 + (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times y) - (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times 0,09) = 0$$

$$50y^2 + 3,765 \times 10^{-3} - 3,3885 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,02254 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3}y^3 + (15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,02254)^2)$$

$$I = 2,095 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,791 \times 10^{-3}}{2,095 \times 10^{-5}} \times 0,02254 = 4,08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3,791 \times 10^{-3}}{2,095 \times 10^{-5}} (0,09 - 0,02254) = 183,108 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 183,108 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de Y et I en Appuis sens x-x et y-y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50y^2 + (15 \times 1,51y) - (15 \times 1,51 \times 9) = 0$$

$$50y^2 + 22,65y - 203,85 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 0 \Rightarrow \Delta = 4,1283 \times 10^4$$

$$y = 0,01805 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{1}{3} \times 0,01805^3 + (15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,01805)^2)$$

$$I = 1,3686 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,21 \times 10^{-3}}{1,3686 \times 10^{-5}} \times 0,01805 = 4,23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.21 \times 10^{-3}}{1.3686 \times 10^{-5}} (0,09 - 0,01805) = 253.13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 253,63 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots \dots \text{NON vérifiée}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ donc on recalcule à l'ELS :

$$\begin{aligned} \beta &= 1.56 * 10^{-3} \\ \alpha &= 0.212 \quad \Rightarrow \text{choix: } A_t = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml \\ A_t &= 1.52 \text{ cm}^2/ml \end{aligned}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		M ^s KN.m	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs .	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1(P.D.P)	x-x	10.21 5	0,036	5,0544 ×10 ⁻⁵	7,27585082 < 15	V	163,706643 < 201,63	V
	y-y	7.128	0,0272 0864	2,9957 ×10 ⁻⁵	6,47430325 < 15	V	224,118309 < 201,63	N.V
	appui	-3.605	0,03	3.6× 10 ⁻⁵	3,0044984 < 15	V	190,1349519 < 201,63	V
D2(P.D.P)	x-x	3.278	0,0429 9091	9,765× 10 ⁻⁵	5,84578178 < 15	V	157,072168 < 201,63	V
	y-y	9.353	0,0321 7797	5,6572 ×10 ⁻⁵	5,32040064 < 15	V	217,811312 < 201,63	N.V
	appui	-4.686	0,0355 8422	6,8465 ×10 ⁻⁵	2,43575638 < 15	V	86,6744903 < 201,63	V
D3(P.D.P)	x-x	7.718	0,036	5,0544 ×10 ⁻⁵	5,49718559 < 15	V	123,686676 < 201,63	V
	y-y	5.488	0,0272 0864	2,9957 ×10 ⁻⁵	4,98481866 < 15	V	172,55743 < 201,63	V
	appui	-2.724	0,03	3.6× 10 ⁻⁵	2,27001428 < 15	V	168,1004285 < 201,63	V
D4(P.D.P)	x-x	2.906	0,0429 9091	9,765× 10 ⁻⁵	1,27962294 < 15	V	134,3825954 < 201,63	V
	y-y	1.421	0,0321 7797	5,6572 ×10 ⁻⁵	0,80876068 < 15	V	133,109767 < 201,63	V
	appui	-1.937	0,0355 8422	6,8465 ×10 ⁻⁵	1,00711642 < 15	V	135,8374523 < 201,63	V
D5(P.D.P)	x-x	13.16	0,0429 9091	9,765× 10 ⁻⁵	5,79432376 < 15	V	155,689526 < 201,63	V

	y-y	11.58	0,0321 7797	5,6572 $\times 10^{-5}$	6,58699965 < 15	V	269,664472 < 201,63	N.V
	appui	-4.645	0,0355 8422	6,8465 $\times 10^{-5}$	2,41431541 < 15	V	185,9115303 < 201,63	V
D6(P.D.P)	x-x	1.982	0,0412 1591	28.077 $\times 10^{-5}$	0,29101833 < 15	V	159,16683966 < 201,63	V
	y-y	3.072	0,0309 4441	165.81 5×10^{-5}	0,05734597 < 15	V	170,64162107 < 201,63	V
	appui	-1.321	0,0522 4972	12.608 $\times 10^{-5}$	0,54773188 < 15	V	150,93602142 < 201,63	V
D7(Balcon)	x-x	9.1	0,03116	3.86476 $\times 10^{-5}$	7.33 < 15	V	180.78 < 201,63	V
	y-y	3.791	0,02254	2,095 $\times 10^{-5}$	4.08 < 15	V	183.108 < 201,63	V
	appui	-3.21	0,01805	1.3686 $\times 10^{-5}$	4.23 < 15	V	253.13 < 201,63	N.V
D8(P.D.P)	x-x	12.89	0,0412 1591	28.077 $\times 10^{-5}$	1,89234666 < 15	V	133,5973749 < 201,63	V
	y-y	3.791	0,0309 4441	165.81 5×10^{-5}	0,07075753 < 15	V	182,02554858 < 201,63	V
	appui	-4.549	0,0522 4972	12.608 $\times 10^{-5}$	1,88556701 < 15	V	190,4347537 < 201,63	V
D9(P.D.P)	x-x	7.583	0,0412 1591	28.077 $\times 10^{-5}$	1,1131451 < 15	V	192,7631617 < 201,63	V
	y-y	3.791	0,0309 4441	165.81 5×10^{-5}	0,07075753 < 15	V	186,02554858 < 201,63	V
	appui	-2.676	0,0522 4972	12.608 $\times 10^{-5}$	1,10915706 < 15	V	120,0204434 < 201,63	V
D10(P.D.P)	x-x	2.5	0,036	5,0544 $\times 10^{-5}$	1,78086111 < 15	V	140,069375 < 201,63	V
	y-y	0.829	0,0272 0864	2,9957 $\times 10^{-5}$	0,75372963 < 15	V	126,0915505 < 201,63	V
	appui	-1.666	0,03	3.6 $\times 10^{-5}$	1,38907167 < 15	V	141,67215 < 201,63	V
D11(P.D.P)	x-x	13.76	0,0412 1591	28.077 $\times 10^{-5}$	2,0213023 < 15	V	135,8868976 < 201,63	V
	y-y	8.803	0,0309 4441	165.81 5	0,1642922 < 15	V	149,70312935 < 201,63	V
	appui	-4.859	0,0522 4972	12.608 $\times 10^{-5}$	2,01406064 < 15	V	121,8272981 < 201,63	V
D12(P.D.P)	x-x	7.583	0,0412 1591	28.077 $\times 10^{-5}$	1,1131451 < 15	V	191,7631617 < 201,63	V

	y-y	11.52	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,00165815 < 15	V	169,15766769 < 201,63	V
	appui	-2.676	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,10915706 < 15	V	112,0204434 < 201,63	V
D13(P.D.P)	x-x	7.976	0,0412 1591	28.077	1,17086373 < 15	V	120,7879182 < 201,63	V
	y-y	1.123	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,02096519 < 15	V	170,60016254 < 201,63	V
	appui	-2.815	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,16666891 < 15	V	112,6437256 < 201,63	V
D14(P.D.P)	x-x	14.22	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	2,08830143 < 15	V	137,0764233 < 201,63	V
	y-y	10.57	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,19732179 < 15	V	150,64865483 < 201,63	V
	appui	-5.02	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	2,08081973 < 15	V	122,550797 < 201,63	V
D15(P.D.P)	x-x	8.612	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,26421525 < 15	V	122,4453133 < 201,63	V
	y-y	9.134	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,17047695 < 15	V	194,8801779 < 201,63	V
	appui	-3.039	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,25968599 < 15	V	113,6517943 < 201,63	V
D16(P.D.P)	x-x	7.583	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,1131451 < 15	V	119,7631617 < 201,63	V
	y-y	8.720	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,16274232 < 15	V	145,65876174 < 201,63	V
	appui	-2.676	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,10915706 < 15	V	120,0204434 < 201,63	V
D17(P.D.P)	x-x	12.04	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,76763318 < 15	V	131,3831688 < 201,63	V
	y-y	11.07	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,20674303 < 15	V	175,91835287 < 201,63	V
	appui	-4.249	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,76130034 < 15	V	119,0880189 < 201,63	V

				10^{-5}				
D18(P.D.P)	x-x	0.850	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,77281387 < 15	V	126,7521816 < 201,63	V
	y-y	0.340	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,30908691 < 15	V	110,699535 < 201,63	V
	appui	-0.340	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,27275783 < 15	V	119,44194645 < 201,63	V
D19(P.D.P)	x-x	9.203	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,35094587 < 15	V	123,9851586 < 201,63	V
	y-y	5.464	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,10197471 < 15	V	162,91919061 < 201,63	V
	appui	-3.248	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,34610588 < 15	V	184,5883662 < 201,63	V
D20(P.D.P)	x-x	8.45	0,0395 6535	28.077×10^{-5}	1,35094587 < 15	V	180,6589553 < 201,63	V
	y-y	4.856	0,0305 6423	165.81×10^{-5}	0,06602847 < 15	V	156.9695232 < 201,63	V
	appui	-3.891	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,10915706 < 15	V	163.2561456 < 201,63	V
D21(TI)	x-x	12.80	0,0559 63798	$52.943 \times 9 \times 10^{-5}$	1.353525066 < 15	V	163.23143027 < 201,63	V
	y-y	11.50	0,0456 97423	$275.13 \times 06 \times 10^{-5}$	0.191052083 < 15	V	194.659670444 < 201,63	V
	appui	-4.519	0,0654 99004	$25.906 \times 1 \times 10^{-5}$	1.142640127 < 15	V	198.26167298 < 201,63	V
D22(TI)	x-x	12.02	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,76587204 < 15	V	113,3519009 < 201,63	V
	y-y	3.538	0,0309 4441	$165.81 \times 5 \times 10^{-5}$	0,06602847 < 15	V	189,017144 < 201,63	V
	appui	-4.245	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,75954551 < 15	V	190,069001 < 201,63	V
D9 (TI)	x-x	7.076	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,03874826 < 15	V	180,4422946 < 201,63	V

	y-y	3.538	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,06602847 < 15	V	180,9017144 < 201,63	V
	appui	-2.497	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,03502677 < 15	V	112,170594 < 201,63	V
D9 (Balcon)	x-x	7.583	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,1131451 < 15	V	19,7631617 < 201,63	V
	y-y	3.791	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,07075753 < 15	V	2,02554858 < 201,63	V
	appui	-2.676	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,10915706 < 15	V	12,0204434 < 201,63	V
D16 (TI)	x-x	7.076	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,03874826 < 15	V	18,4422946 < 201,63	V
	y-y	8.137	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,15186547 < 15	V	4,34739431 < 201,63	V
	appui	-2.497	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	1,03502677 < 15	V	11,2170594 < 201,63	V
D17(TI)	x-x	9.914	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,45543568 < 15	V	25,8403066 < 201,63	V
	y-y	9.121	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,17022829 < 15	V	4,87305963 < 201,63	V
	appui	-6.609	0,0522 4972	12.608×10^{-5}	2,73930696 < 15	V	29,6871248 < 201,63	V
D18(TI)	x-x	0.794	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,721163 < 15	V	24,9642048 < 201,63	V
	y-y	0.317	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,28842914 < 15	V	9,98443371 < 201,63	V
	appui	-0.280	0,0272 0864	$2,9957 \times 10^{-5}$	0,25452812 < 15	V	8,81089581 < 201,63	V
D19(TI)	x-x	8.587	0,0412 1591	28.077×10^{-5}	1,26065567 < 15	V	22,3821152 < 201,63	V
	y-y	5.099	0,0309 4441	165.81×10^{-5}	0,09515925 < 15	V	2,72408707 < 201,63	V
	appui	-3.031	0,0522	12.608	1,25613915	V	13,6133556	V

			4972	$\times 10^{-5}$	< 15		< 201,63	
--	--	--	------	------------------	------	--	----------	--

Avec : P.D.P ⇒ Plancher en dalle pleine.

T.I ⇒ Terrasse inaccessible.

Les dalles D1, D2 et D7 dans le sens y-y: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ donc on recalcule à l'ELS :

D1 :

$\beta = 3.927 * 10^{-3}$
 $\alpha = 0.111 \Rightarrow \text{choix: } A_t = 5\text{HA}10 = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t = 3.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D2 :

$\beta = 5.3 * 10^{-3}$
 $\alpha = 0.39 \Rightarrow \text{choix: } A_t = 7\text{HA}812 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t = 5.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D5 :

$\beta = 5.3 * 10^{-3}$
 $\alpha = 0.39 \Rightarrow \text{choix: } 7\text{HA}812 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t = 5.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau III.17. Les contraintes de la dalle 1,2 et 5 à l'ELS.

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (m)	I (m^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1(P.D.P)	x-x	10.215	0,036	$5,0544 \times 10^{-5}$	$7,27585082 < 15$	V	$163,706643 < 201,63$	V
	y-y	7.128	0,03116	$3,8647 \times 10^{-5}$	$5,7472061 < 15$	V	$162,788323 < 201,63$	V
	appui	-3.605	0,03	3.6×10^{-5}	$3,0044984 < 15$	V	$190,1349519 < 201,63$	V
D2(P.D.P)	x-x	3.278	0,04299091	$9,765 \times 10^{-5}$	$5,84578178 < 15$	V	$157,072168 < 201,63$	V
	y-y	9.35	0,03774	$5,03633479 \times 10^{-5}$	$7,00934064 < 15$	V	$145,5914713 < 201,63$	V
	appui	-4.68	0,03558422	$6,8465 \times 10^{-5}$	$2,43575638 < 15$	V	$186,6744903 < 201,63$	V
D5(P.D.P)	x-x	13.161	0,04299091	$9,765 \times 10^{-5}$	$9,765 \times 10^{-5} < 15$	V	$155,689526 < 201,63$	V
	y-y	11.580	0,04299091	$9,765 \times 10^{-5}$	$5,098 \times 10^{-5} < 15$	V	$183,624593 < 201,63$	N.V
	appui	-4.64	0,03558422	$6,8465 \times 10^{-5}$	$2,41431541 < 15$	V	$185,9115303 < 201,63$	V

Tableau III.18. Calcul du ferrailage des dalles 1, 2, 5,7 à l'ELU :

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /m l)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1(P.D.P)	X-X	12.7994 359	0,11154192	0,084664 28	4,346387 59	1,0592 8339	7HA10 = 5,5
	Y-Y	7.40575 36	0,06453816	0,086995 48	2,447430 74	0,96	7HA10 = 5,5
	Appui	4.51744 79	0,03936774	0,088192 14	1,472655 43	1,0592 8339	3HA8 = 1,51
D2(P.D.P)	X-X	16.5573 358	0,08116341	0,114914 69	4,142406 8	1,3219 7309	7HA10 = 5,5
	Y-Y	9.72329 54	0,04766321	0,117068 6	2,387871 28	1,2	7HA812 = 7,92
	Appui	5.84376 56	0,02864591	0,118255 9	1,420717 83	1,3219 7309	3HA8 = 1,51
D5(P.D.P)	X-X	15.7426 496	0,07716985	0,115175 87	3,929652 63	1,2475 8942	5HA10 =3,93
	Y-Y	12.9892 602	0,06367284	0,116049 58	3,217945 53	1,2	7HA812 = 7,92
	Appui	5.55622 93	0,02723642	0,118342 93	1,349819 44	1,2475 8942	3HA8 = 1,51
D7(Balcon)	X-X	12.88	0.0467	0.08424	4.4	1,215	7HA12 = 7,92
	Y-Y	5.37	0.0467	0.08784	1.75	0,96	5HA8 = 2,51
	Appui	4.548	0.04	0,08816	1.48	1,215	3HA10 =2,36

❖ **Evaluation de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D7**

12 cm > 6.4 cm **vérifiée**

7.92 cm² < 4,5 cm² **NON vérifiée**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.19. Calcul de la flèche de la dalle 6 (Balcon) :

Selon x-x		Selon y- y	
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	3,4425	$M_{j\ ser}$ (KN.m)	1.434375
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	5,083425	$M_{g\ ser}$ (KN.m)	2.11809375
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	9,099675	$M_{p\ ser}$ (KN.m)	3.79153125
I (m^4)	$3,86476 \times 10^{-5}$	I (m^4)	$1,99182 \times 10^{-5}$
I_0 (m^4)	$15,1425 \times 10^{-5}$	I_0 (cm^4)	$14,7186 \times 10^{-5}$
λ_i	3,436363636	λ_i	8,008474576
λ_v	1,374545455	λ_v	3,203389831
σ_{st}^j (MPa)	78,6182689	σ_{st}^j (MPa)	73,50763254
σ_{st}^g (MPa)	116,0929771	σ_{st}^g (MPa)	108,5462707
σ_{st}^p (MPa)	207,8142908	σ_{st}^p (MPa)	194,3051754
μ_j	0,086225481	μ_j	0
μ_g	0,255745693	μ_g	0
μ_p	0,488154779	μ_p	0,111899545
I_{fji} (cm^4)	$1,28494 \times 10^{-4}$	I_{fji} (cm^4)	$16,19 \times 10^{-5}$
I_{fgi} (cm^4)	$8,86547 \times 10^{-5}$	I_{fgi} (cm^4)	$16,19 \times 10^{-5}$
I_{fpi} (cm^4)	$6,22106 \times 10^{-5}$	I_{fpi} (cm^4)	$8,5386 \times 10^{-5}$
I_{fgv} (cm^4)	$12,3243 \times 10^{-5}$	I_{fgv} (cm^4)	$16,19 \times 10^{-5}$
f_{gv} (mm)	0,857815611	f_{gv} (mm)	1,23823826
f_{ji} (mm)	0,185724606	f_{ji} (mm)	0,27951202
f_{pi} (mm)	1,014007001	f_{pi} (mm)	1,40095406
f_{gi} (mm)	0,397497478	f_{gi} (mm)	0,41274609
Δf (mm)	1,288600528	Δf (mm)	1,94693421
f_{adm} (mm)	3	f_{adm} (mm)	6,4

Observation	<i>vérifiée</i>	Observation	<i>vérifiée</i>
-------------	-----------------	-------------	-----------------

III.3.2. Schéma de ferrailage :

✓ **Panneau D7(balcon) :**

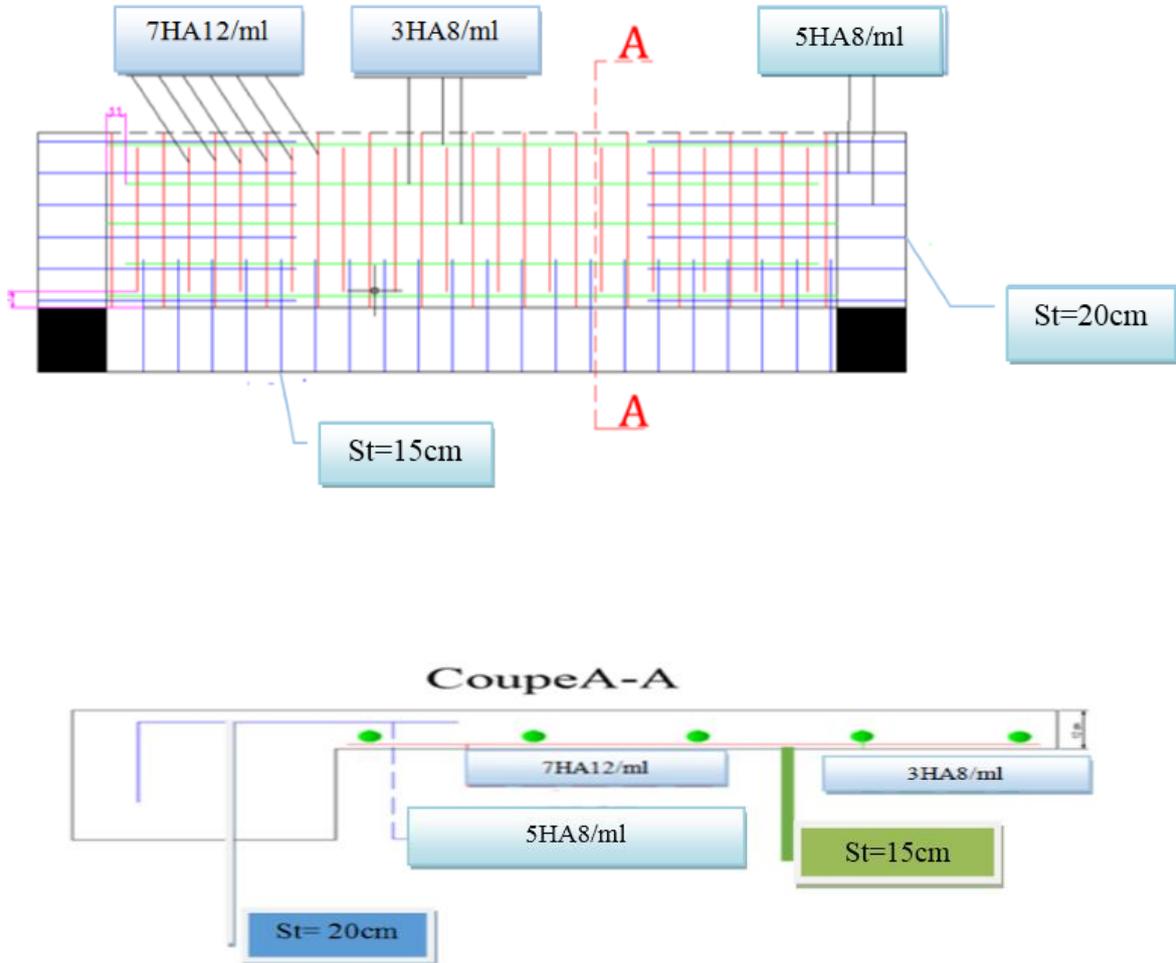


Figure.III.5.Ferrailage du panneau 07 (Balcon)

III.4. Étude de l’acrotère

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales. Il sert à l’accrochage du matériel des travaux d’entretien des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console encastree 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.4.1. Hypothèses 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.

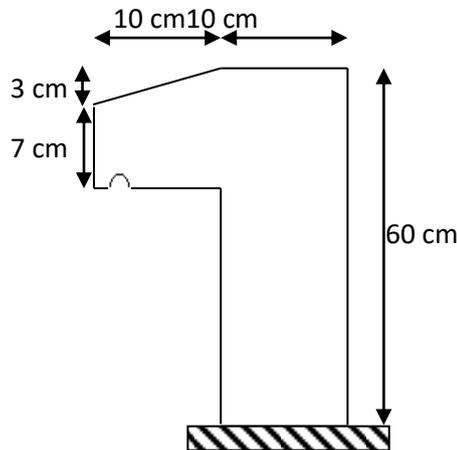


Figure III.5 : Acrotère

III.4.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Tableau III.20 : Charges et surcharges de l’acrotère				
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).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

F_p : une force horizontale due au séisme

- ✓ **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).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,085 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

Donc :

NB : 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.4.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_C = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_C = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

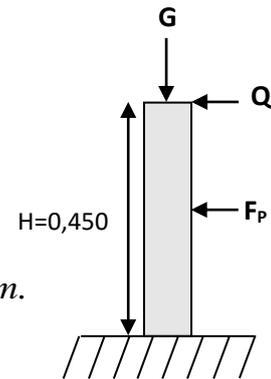
$x_C = 0,0616m$
 $y_C = 0,327m$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$N_G = 2,085 KN/ml \Rightarrow M_G = 0.$

$Q = 1KN/ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$

$F_P = 1KN \Rightarrow M_{F_P} = F_P * y_C = 1 * 0,327 \Rightarrow M_{F_P} = 0,327 KN.m.$



NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Figure III.6 : Les Sollicitations sur l'acrotère

Tableau III.21 : Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _P	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

III.4.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m \\ \frac{H}{6} &= 0.016m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Excentricité additionnelle.

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).
 e_1 :

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où : $e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

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.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864 \text{ cm.}$$

d'où : $e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864 \text{ cm.}$

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.4.5. Ferrailage :

➤ **A 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 : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et 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

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0.$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu^{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.085 * 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3,25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 * (F_P + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0,9 * 0,08 * 7,54 * 10^{-2}} = 0,552 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **A ELS : (vérification des contraintes).**

$$d = 0,08 \text{ m};$$

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.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 m < h/2 = 0.3m \quad \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 m (C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

Tel que :

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 m^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 m^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25m$. Donc, $y = 0.0423m$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.113 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{cases}$$

III.4.6. Schéma de Ferrailage :

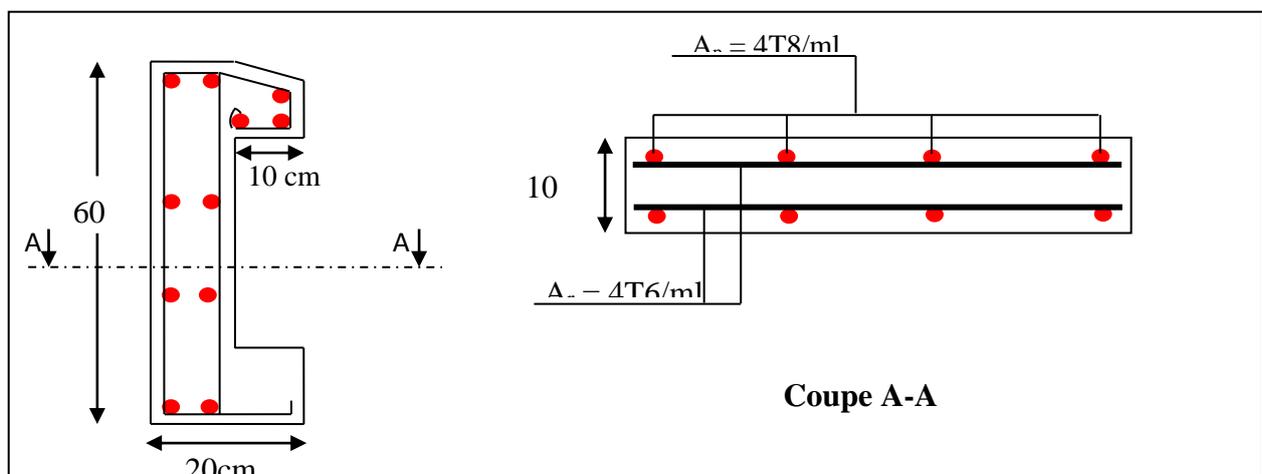


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, elle doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.5.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

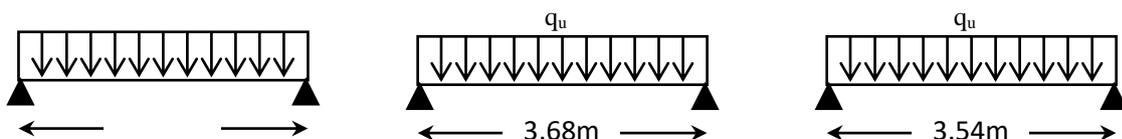
- Hauteur minimale $h \geq 15 \text{ cm}$.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

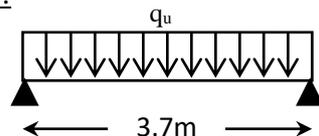
III.5.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- Etage :



- Etage RDC :



La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de RDC.

- ✓ $G_{p.c} = 25 * 0.3 * 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 2.34 (4.08 - 0.3) = 8.8452 \text{ KN/ml}$.

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 14.47227 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2/8 = 24.77 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l/2 = 26.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 10.7202 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2/8 = 18.345 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 18.5775 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 13.75875 \text{ KN.m} \end{cases}, Appuis \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -12.385 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -9.1725 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3. Ferrailage :

Tableau III.22 : Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	18.5775	0.066905 762	0.086634 411	0.270296 946	1.975986 533	3HA12 = 3.39	0.84525
Appuis	-12.385	0.044603 842	0.057057 003	0.273609 616	1.301375 133	3HA10 =2.36	0.84525

III.5.4. Les vérifications nécessaires :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.094 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 23.6 \text{ m.}$$

$$S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 25.3 \text{ m.}$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * f_{t28})} = -12.19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau III.23 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage					
	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	13.75875	0.088306747	$2.4424 * 10^{-4}$	4.974571564	15
Appuis	-9.1725	0.076007098	$1.83902 * 10^{-4}$	3.791014854	15

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$h = 0.3 \text{ m} > 0.2775 \text{ m}.$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 < 7.35 \text{ cm}^2$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

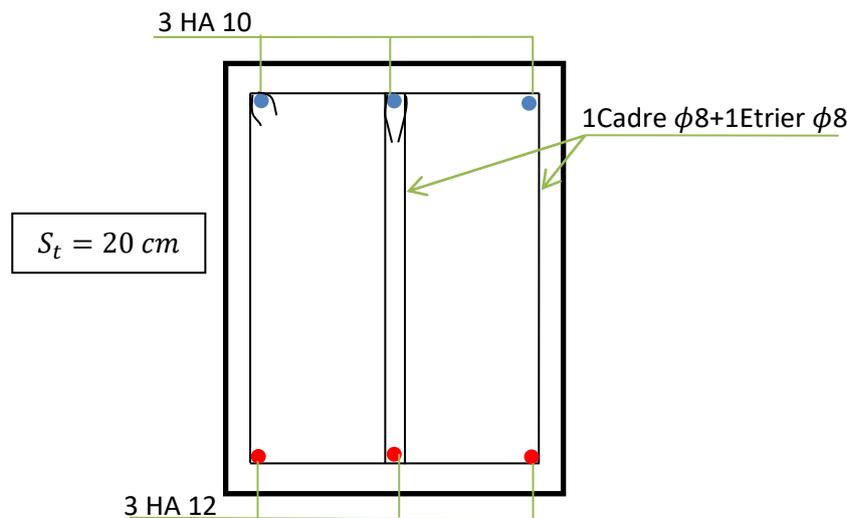


Figure III.8: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Étude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée « L », uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.6.1. Étude de la volée d'escalier central :

On étudie l'escalier central volée 01 (RDC)

Évaluation des charges et surcharges :

$$\begin{aligned} \text{- La volée : } & \begin{cases} G_v = 10.095 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} & \text{- Le palier : } & \begin{cases} G_p = 6.43 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

- $G_{mur}=2.34 \text{ KN/m}^2$

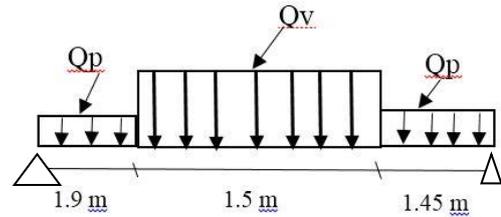
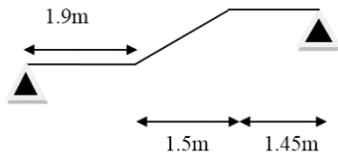


Figure III.9 : Schéma statique de l’escalier central du RDC Volée 01.

➤ **A l’ELU :**

Pour la charge répartie :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 10.095) + (1.5 \times 2.5) = 17.38 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.43) + (1.5 \times 2.5) = 12.4305 \text{ KN/ml.}$$

Pour la charge concentrée :

-Les sollicitations :

$$R_A = 33.51 \text{ KN.}$$

$$R_B = 34.199 \text{ KN.}$$

$$M^t = 33.036 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 22.024 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 34.199 \text{ KN}$$

III.6.1.1. Ferrailage du RDC volée 01 :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l’ELU.

Tableau III.24: Calcul des armatures principales de l’escalier central de RDC volée 01.

Élément	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	0.0720	0.0934	0.1733	5.48	2.17	5HA12= 5.65
Appui	0.0480	0.0615	0.1756	3.61	2.17	3HA12=3.93

• **Armatures de répartition Ar :**

$$Ar \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, espacement : 33cm

$$Ar \geq \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, espacement : 33cm

III.6.1.1.1. Les vérifications nécessaires :

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

La travée :

- Les armatures principales : $St=20 \text{ cm} < \min (3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 20 ; 33) = 33 \text{ cm}$
- Les armatures secondaires : $St=25 \text{ cm} < \min (4e ; 45 \text{ cm}) = (4 \times 20 ; 45) = 45 \text{ cm}$

L'appui :

- Les armatures principales : $St=33 \text{ cm} < \min (3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 20 ; 33) = 33 \text{ cm}$
- Les armatures secondaires : $St=33 \text{ cm} < \min (4e ; 45\text{cm}) = (4 \times 20 ; 45) = 45 \text{ cm}$

Conditions vérifiées dans les deux directions.

➤ **A l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{34.199 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.18999 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.18999 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **A l'ELS :**

Pour la charge répartie :

$$q_v = G_v + Q_v = 10.095 + 2.5 = 12.595 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN/ml.}$$

Pour la charge concentrée :

$$Q_s = G_{\text{mur}} = 2.34 \text{ KN}$$

-Calcul des sollicitations :

$$R_A = 24.15 \text{ KN.}$$

$$R_B = 24.66 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_t = 27.04 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \\ M_a = 12.72 \text{ KN.m} & \text{En appui.} \end{cases}$$

-État limite de compression du béton :

Tableau III.25 : État de compression du béton pour l'escalier central de RDC volée 01.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	As (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	27.04	5.65	3.67	11319.6	8.77	15	Vérifiée
En appui	12.72	3.93	3.006	7.683.73	4.98	15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{4.85} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{27.04}{10 \times 31.81} = 0,085 \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00314 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots (3) \end{cases}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.26 : Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 01).

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.74	18451.3	338757.3	0.6235	1.0868	1.7993	2.0322	2.1211	9.7

-La flèche est vérifiée.

Le schéma de ferrailage de l'escalier :

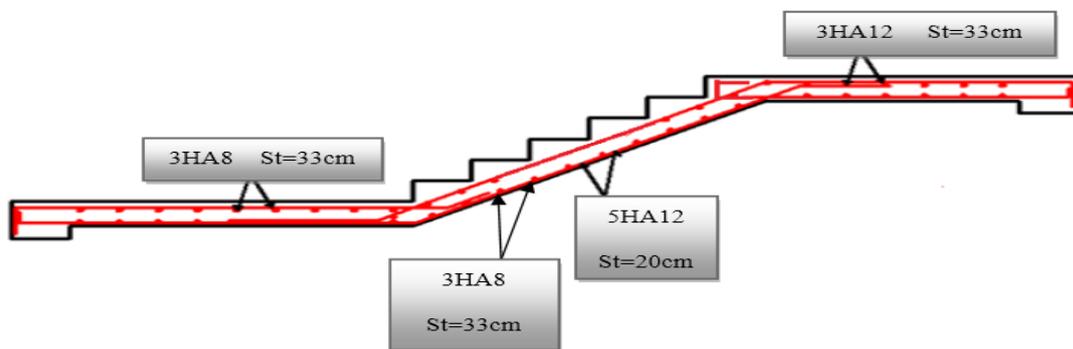


Figure III.10: Schéma de ferrailage de volée 01 du RDC (escalier central)

On étudie l'escalier central volée 02 et 03 (RDC)

Évaluation des charges et surcharges :

- La volée :
$$\begin{cases} G_v = 9.973 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Le palier :
$$\begin{cases} G_p = 6.43 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- $G_{\text{mur}} = 2.34 \text{ KN/ml}$

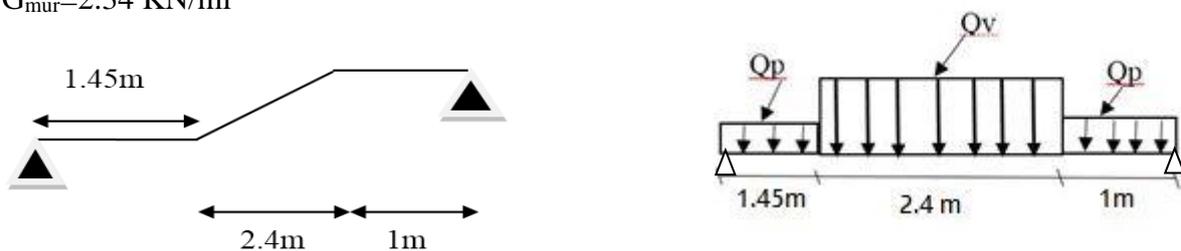


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier volée 02 et 03.

➤ **A PÉLU :**

Pour la charge répartie

Tableau III.27: la charge répartie de l'escalier central (volée 01).

La charge répartie	
q_v (KN/ml)	q_p (KN/ml)
17.115	12.4305

Pour la charge concentrée :

-Les sollicitations :

Tableau III.28 : les sollicitations de l'escalier central (volée 01).

Les réactions	Les moments	L'effort tranchant
$R_A = 35.35$ KN.	$M_t = 35.18$ KN.m	$V_{max} = 36.42$ KN
$R_B = 36.42$ KN.	$M_a = 23.45$ KN.m	

III.6.1.2. Ferrailage du RDC volée 02 et 03 :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU.

Tableau III.29 : Calcul des armatures principales de l'escalier central en RDC de volée 02 et 03.

Élément	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	0.0766	0.0998	0.17281	5.85	2.17	6HA12= 6.79
Appui	0.0511	0.0656	0.17528	3.85	2.17	3HA12=3.93

• **Armatures de répartition Ar :**

En travée :

$$Ar \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA8 = 2.01cm², espacement : 25cm

En appuis :

$$Ar \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2$$

soit : 3HA8 = 1.51cm², espacement : 33cm

III.6.1.2.1. Les Vérifications nécessaires :

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

- Les armatures principales : $St=20 \text{ cm} < \min (3e ; 33\text{cm}) = (3 \times 20 ; 33) = 33 \text{ cm}$
- Les armatures secondaires : $St=25 \text{ cm} < \min (4e ; 45\text{cm}) = (4 \times 20 ; 45) = 45 \text{ cm}$

Conditions vérifiées dans les deux directions.

➤ **A l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_U = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{36.42 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.2023 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.2023 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la section à l'ELS :**

Pour la charge répartie :

Tableau III.30 : la charge répartie de l'escalier central (volée 02 et 03).

La charge répartie	
$q_v(\text{KN/ml})$	$q_p(\text{KN/ml})$
12.473	8.93

Pour la charge concentrée :

$$Q_s = G_{\text{mur}} = 2.34 \text{ KN}$$

-Calcul des sollicitations :

Tableau III.31 : les sollicitations de l’escalier central (volée 02 et 03).

Les réactions	Les moments	L’effort tranchant
$R_A = 25.51 \text{ KN.}$	$M_t = 28.84 \text{ KN.m}$	$V_{\max} = 36.42 \text{ KN}$
$R_B = 26.30 \text{ KN}$	$M_a = 13.57 \text{ KN.m}$	

- Schéma de ferrailage de l’escalier

-État limite de compression du béton :

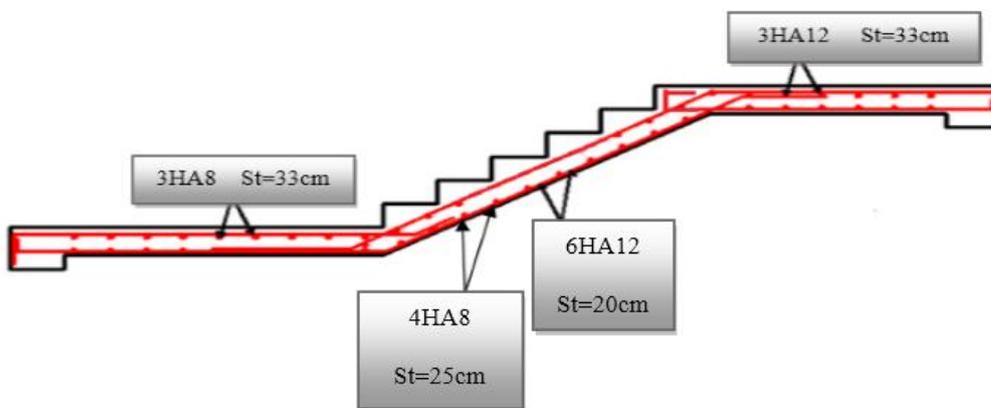


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de volées 02 et 03 du RDC (escalier central)

Tableau III.32 : État de compression du béton pour l’escalier central de RDC volée 02 et 03.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2/m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	28.84	6.79	3.67	11319.6	9.36	15	Vérifiée
En appui	13.57	3.93	3.006	7.683.73	5.31	15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{4.85} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.84}{10 \times 33.93} = 0,085 \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00314 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.33 : Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 02 et 03).

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
5.12	21370.3	339851.7	0.6942	1.1472	1.7761	2.1652	2.099	9.7

-La flèche est vérifiée.

Tableau III.34 : Sollicitation d'escaliers central étage 01 et étage 02 à 08 :

		Q _v (KN/ml)	Q _p (KN/ml)	R _A (KN.m)	R _B (KN.m)	M _t max(KN.m)	M _a (KN.m)	V _{max} (KN)
Etage 01	ELU	17.21355	12.4305	64.44816	29.12383	34.09780249	18.7228125	29.12383291
	ELS	12.473	8.93	46.58467	20.96403	24.59423705	13.55625	20.96403144
Etage 02 à 08	ELU	17.21355	12.4305	58.79217	22.97085	21.0153318	18.7228125	30.14542731
	ELS	12.473	8.93	42.51129	16.55391	15.18462348	13.55625	21.86840769

Tableau III.35 : Ferrailage d'escaliers central étage 01 et étage 02 à 08.

		Localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)
Etage 01	En travée		34.09780249	0.074287151	0.096590857	17.30	5.6650	2.1735	6HA12=6.79
	En appui		18.7228125	0.040790441	0.052072677	17.6250	3.0541	2.1735	4HA10=3.14
Etage 02 à 08	En travée		21.0153318	0.045785037	0.05860512	17.5780	3.4372	2.1735	5HA10=3.93
	En appui		18.7228125	0.040790441	0.052072677	17.6251	3.0541	2.1735	4HA10=3.14

Tableau III.36: État de compression du béton pour l'escalier central étage 01 et étage 02 à 08.

		Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
Etage 01	En travée		24.59424	6.79	4.7407248	18451.3	6.32	15	Vérifiée
	En appui		13.55625	3.14	4.3087508	15375.6	3.80	15	Vérifiée
Etage 02 à 08	En travée		15.18462	6.79	4.7407248	18451.3	3.90	15	Vérifiée
	En appui		13.55625	3.14	4.3087508	15375.6	3.80	15	Vérifiée

III.6.1.3. Vérification de la flèche Etage 01:

la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{6.35} = 0,0315 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24.59424}{10 \times 31.5505} = 0.0779 \dots\dots\dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,004 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

III.6.1.4. Vérification de la flèche Etage 02 à 08 :

la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.4} = 0,0370 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.18462}{10 \times 21.76322} = 0.0698 \dots\dots\dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,0022 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.37: Vérification de la flèche pour l'escalier central (volée 02 et 03).

	Y (cm)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf mm	f_{adm} mm
Etage 01	5.121 8	21370.3	339851.7	0.56215241	0.95947186 2	1.56687617 7	1.87059 3224	1.92	9.7
Etage 02 à 08	4.054 8	13686.1	337106.1	0.14283196	0.33819136	0.67383372	0.73493 358	0.93	7.8

-La flèche est vérifiée.

III.6.2. Calcul de la poutre palière :

III.6.2.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24.67 \text{ cm} < h < 37 \text{ cm}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\}$$

⇒ On adopte une section de (30x30) cm²

III.6.2.2. Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

➤ Réactions:

$$\text{A L'ELU: } R_A = 35.35 \text{ KN/m.}$$

$$\text{A L'ELS: } R_A = 36.42 \text{ KN/m.}$$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$q_u (\text{ELU}) = 1.35 \times (2.25 + (2.34 \times 1.53)) + 35.35 = 43.22077 \text{ KN/ml}$$

$$q_s (\text{ELS}) = 2.25 + (2.34 \times 1.53) + 36.42 = 42.2502 \text{ KN/ml}$$

➤ Moments isostatiques:

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43.22077 \times 3.70^2}{8} = 73.9615 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{42.2502 \times 3.70^2}{8} = 72.3006 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

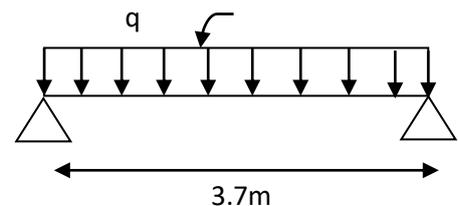


Figure III.13: Schéma statique de la poutre palière

En travée :

$$M_{tu} = 0.75 M_u = 55.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.75 M_s = 54.225 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{a_u} = -0.5 M_o = -36.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_s} = -0.05 M_s = -36.15 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{43.22077 \times 3.70}{2} = 79.96 \text{ KN.}$$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

Tableau III.38:Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.1665	0.2291	0.2543	6.27	1.014
Appui	0.1110	0.1474	0.2635	4.03	1.014

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\overline{\tau_U} = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U = \frac{79.96 * 10^{-3}}{1 * 0.28} = 0.2856 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.2856 \text{ MPa} < \overline{\tau_U}$$

-Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.2.3. Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Donc } M_{tor} = 36.98 \times 3.7/2 = 68.413 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = D/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1 \text{ m}$$

-Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{68.413 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 15.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 6.27 + 7.865 = 14.135 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^t = 6\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 14.32 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.03 + 7.865 = 11.895 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A^a = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{68.413 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 10.94608 \text{ MPa}$$

\Rightarrow On doit augmenter la section de poutre palière.

❖ Redimensionnement de la poutre palière (b=40cm , h=40cm) :

-Calcul des sollicitations :

Tableau III.39 : Les sollicitations sur la poutre palière après le redimensionnement.

ELU	ELS
$R_B = 35.35 \text{ KN/ml}$	$R_B = 36.42 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 5.8302 \text{ KN/m}$	$g_0 = 5.8302 \text{ KN/m}$
$P_u = 47.018 \text{ KN/m}$	$P_s = 42.2502 \text{ KN/m}$
$M^t = 60.3442 \text{ KN.m}$	$M^t = 57.8351 \text{ KN.m}$
$M^a = 40.229 \text{ KN.m}$	$M^a = 38.5568 \text{ KN.m}$
$V_u = 86.9826 \text{ KN}$	

III.6.2.4.Ferraillage de la poutre palière :

- **En flexion simple :**
- $St = 15 \text{ cm}$
- $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.675 \text{ cm}^2$
- $A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.55 \text{ cm}^2$

Tableau III.40: Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.05119	0.06572	0.4187	4.14	2.36
Appui	0.03413	0.04342	0.4225	2.74	2.36

Tableau III.41 : Ferraillage de la poutre palière à la torsion.

M_{tor} (KN.m)	e(cm)	$\Omega(\text{m}^2)$	U(m ²)	A _t (cm ²)
68.413	7.5	0.140625	1.5	10.490

- **En torsion :**

- **En travée :** Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.14 + 5.245 = 9.38 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3HA16+3HA14 = 10.59 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.74 + 5.245 = 7.985 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\text{Avec : } \tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{60.3442 \times 10^{-3}}{2 \times 0.140625 \times 0.075} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$V_u = 86.9826 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{86.9826 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.43} = 3.2433 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 3.24 < \bar{\tau}_u = 3.33$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{fs} + A_t^{tor}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{68.413 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.140625 \times 348} = 1.048 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.048 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier HA8: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à ELS :**

- **État limite de compression de béton :**

Tableau III.42 : Vérification de compression dans la poutre palière.

	M_{ser}	A_s (cm^2)	$Y(m)$	I (cm^3)	σ_{bc}	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	57.8351	4.14	0.1126	112082.9	5.8135	15	Vérifiée
En appui	38.5567	2.74	0.0946	80194.8	4.5471	15	Vérifiée

- Évaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{370} = 0.1216 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.1285 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{57.8351}{10 \times 77.1135} = 0.0750$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.59}{45 \times 43} = 0.00547 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.2.5 Schéma de ferrailage :

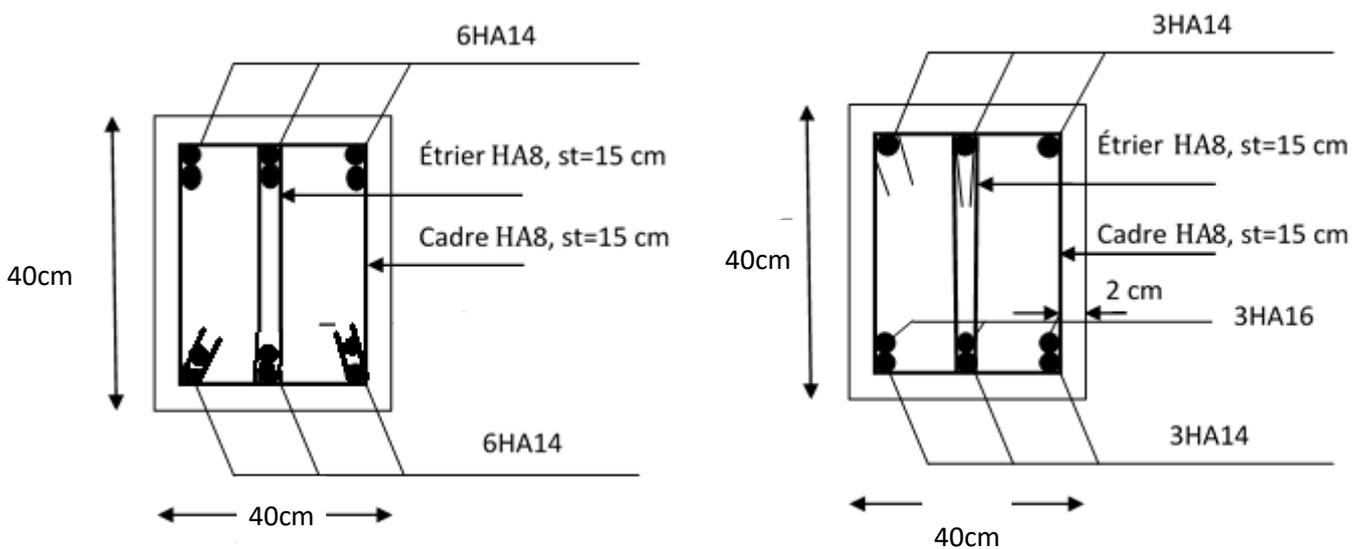


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière en travée et en appui

Tableau III.43 : Sollicitation d'escaliers à la droite (parking, RDC et étage 01 à 08) :

		RDC		Parking et étages courants
		Volée 01	Volée 02 et 03	Volée 01 et 02
Q _v (KN/ml)	ELU	17.37825	17.21355	17.21355
	ELS	12.595	12.473	12.473
Q _p (KN/ml)	ELU	12.4305	12.4305	12.4305
	ELS	8.93	8.93	8.93
R _a (KN.m)	ELU	25.08274441	27.24299842	31.86331766
	ELS	18.05203289	19.65222105	22.95662419
R _b (KN.m)	ELU	29.57478059	31.47222158	37.41782734
	ELS	21.37946711	22.78497895	27.07107581
Mt max(KN.m)	ELU	18.97984998	21.57822031	30.50127231
	ELS	15.50921097	17.68948833	24.97060344
Ma (KN.m)	ELU	12.65323332	14.3854802	20.33418154
	ELS	7.29845222	8.32446509	11.75087221
V _{max} (KN)	ELU	29.57478059	31.47222158	37.41782734
	ELS	23.94117257	25.51509401	30.31475454

Tableau III.44 : Ferrailage d'escaliers à la droite RDC , parking étage 01 à 08.

		Localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)
RDC	Volée 01	En travée	18.97984998	0.0414	0.0528	17.6198	3.0969	2.1735	4HA10=3.14
		En appui	12.65323332	0.0276	0.0349	17.7484	2.0496	2.1735	4HA10=3.14
	Volée 02 et 03	En travée	21.57822031	0.0470	0.0602	17.5664	3.5316	2.1735	4HA12=4.52
		En appui	14.3854802	0.0313	0.0398	17.7134	2.3349	2.1735	4HA10=3.14
Etage 01 à 08	En travée	30.50127231	0.0664	0.0860	17.3806	5.0453	2.1735	6HA12=6.79	
	En appui	20.33418154	0.0443	0.0567	17.5920	3.3231	2.1735	4HA12=4.52	

Tableau III.45 : État de compression du béton pour l'escalier à la droite.

		Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
RDC	Volée 01	En travée	15.50921097	3.14	3.6736159	11319.6	5.0331	15	Vérifiée
		En appui	7.29845222	3.14	3.0068081	7683.73	2.8560	15	Vérifiée
	Volée 2 et 3	En travée	17.68948833	4.52	3.6736159	11319.6	5.7409	15	Vérifiée
		En appui	8.32446509	3.14	3.0068081	7683.73	3.2575	15	Vérifiée

Parking et Etage 01 à 08	En travée	24.97060344	6.79	3.6736159	11319.6	8.1038	15	Vérifiée
	En appui	11.75087221	4.52	3.0068081	7683.73	4.5984	15	Vérifiée

III.6.2.6. Vérification de l'état limite de déformation de l'escalier à la droite :

Etat limite de déformation RDC

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.3} = 0,0377 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.50921097}{10 \times 18.24613055} = 0.085 \dots \dots \dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00174 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

- Etat limite de déformation RDC volée 02 et 03

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.4} = 0,0370 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{17.68948833}{10 \times 20.81116274} = 0.085 \dots \dots \dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00251 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

- Etat limite de déformation Parking et Etage 01 à 08

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.4} = 0,0370 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24.97060344}{10 \times 29.37718052} = 0.085 \dots \dots \dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,0038 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots \dots (3) \text{ (c'est vérifiée)} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.46 : Vérification de la flèche pour l’escalier à la droite.

	Y (cm)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf mm	f _{adm} mm
RDC	4.3087 508	15375.6	337672.5	0.129711 549	0.26582348 2	0.528080 392	0.61783090 2	0.75	7.6
Parking et Etage 01 à 08	5.1218 047	21370.3	339851.7	0.438800 166	0.76834812 6	1.268741 75	1.53978474 1	1.60	9.3

-La flèche est vérifiée.

Tableau III.47 : Sollicitation d’escaliers à gauche Volée AC et FH :

		Qv (KN/ml)	Qp (KN/ml)	Ra (KN.m)	Rb (KN.m)	Mt max(KN.m)	Ma (KN.m)	Vmax (KN)
Volée AC	ELU	15.846	12.4305	38.07588062	41.60159938	40.95733318	27.30488879	41.60159938
	ELS	11.46	8.93	27.46407824	30.07572176	33.54566683	15.78619615	33.67941967
Volée FH	ELU	16.1025	12.4305	30.0807916	33.5360834	26.19163693	17.46109129	33.5360834
	ELS	11.65	8.93	21.6890123	24.2484877	21.45024818	10.09423444	27.1539616

Tableau III.48 : Sollicitation d’escaliers balancé à gauche Volée DE et KJ

		Qu (KN/ml)	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Vmax (KN)
Volée DE	ELU	16.1565	2.754	36.08784563	34.259175
	ELS	11.69	2.04	26.2036125	24.8355
Volée KJ	ELU	16.71	2.754	20.2314	26.148
	ELS	12.1	2.04	14.714	18.98

Tableau III.49: Ferrailage d'escaliers balancé à gauche :

	Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (Cm ²)
Volée AC	En travée	40.9573331 8	0.089231663	0.117016746	17.1575	6.8630	2.173	6HA14 =9.24
	En appui	27.3048887 9	0.059487775	0.076713717	17.4477	4.4992	2.173	5HA12 =5.65
Volée DE		36.0878456 3	0.078622757	0.102479245	17.2621	6.0104	2.173	6HA12 =6.79
Volée FH	En travée	26.1916369 3	0.05706239	0.073488193	17.4709	4.3100	2.173	6HA10 =4.71
	En appui	17.4610912 9	0.038041593	0.048492605	17.6508	2.8441	2.173	4HA10 =4.52
Volée KJ		20.2314	0.044077124	0.056367315	17.59415	3.3059	2.173	6HA10 =4.71

Tableau III.50 : État de compression du béton pour l'escalier balancé.

	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
Volée AC	En travée	33.54566683	9.24	3.67361	11319.6	10.89	15	Vérifiée
	En appui	15.78619615	5.65	3.00680	7683.73	6.18	15	Vérifiée
Volée DE		26.2036125	6.79	4.08614	13889.9	7.71	15	Vérifiée
							15	Vérifiée
Volée FH	En travée	21.45024818	4.71	3.67361	11319.6	6.96	15	Vérifiée
	En appui	10.09423444	4.52	3.00680	7683.73	3.95	15	Vérifiée
Volée KJ		14.714	4.71	4.08614	13889.9	4.33	15	Vérifiée
							15	Vérifiée

III.6.2.7. Vérification de l'état limite de déformation de l'escalier balancé :

- Etat limite de déformation RDC (AC)

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{5.33} = 0,0375 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33.54566683}{10 \times 39.46549038} = 0.085 \dots\dots\dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00513 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

- Etat limite de déformation RDC volée DE :

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{1.95} = 0,1026 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{26.2036125}{10 \times 26.2036125} = 0.1 \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00251 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

- Etat limite de déformation Volée FH :

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{4.27} = 0,0468 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{21.45024818}{10 \times 34.92218258} = 0.0614 \dots\dots\dots (2) \text{ (n'est pas vérifiée)} \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{4.71 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00262 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

– **Etat limite de déformation RDC volée KJ :**

- Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{M_t \times b_0} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.2}{1.4} = 0,1428 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14.714}{10 \times 14.714} = 0.1 \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{d \times b_0} = \frac{4.71 \times 10^{-4}}{0.18 \times 1} = 0,00262 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

Tableau III.51: Vérification de la flèche pour l'escalier balancé volée AC et FH.

	Y (cm)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf mm	f_{adm} mm
Volée AC	4.7749 249	13005.5	191692.7	2.159815 276	2.9822595 56	4.1503243 14	5.521515 842	4.53	5.33

Volée	3.5749	7545.74	189551	1.074093	1.6052965	0.9027629	2.731925	0.95	8.54
FH	618			959	16	61	075		

-La flèche est vérifiée.

III.7. Poutre brisée :

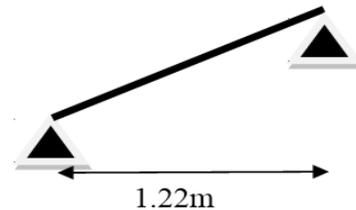
Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Charges transmises sous efforts tranchants.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

III.7.1. Dimensionnement :

CF :



$L_0=1.22m$, $H=1.19m$

$\alpha=tg^{-1}(H/ L_0)=44.29^\circ$

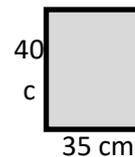
$L_{pb}=4,82m.$

Figure III.15:Schéma de la volée CF.

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{482}{15} \leq h \leq \frac{482}{10} \Rightarrow 32.13 \text{ cm} \leq h \leq 48.2 \text{ cm}$$

Alors, $\begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$



2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,14 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

III.7.2. Calcul de la poutre brisée :

• **Charge revenant à la poutre brisée :**

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_{p,b} = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Poids propre de mur : $G_{mur} = 3.19 \times 1.19 = 3,7961 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Réactions : ELU : 2.2875 KN
ELS : 1.525 KN

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 * (3,7961 + 3)) + 2.2875 = 11.462235 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 3 + 3,7961 + 1.525 = 8.3211 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

- Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 33.15KN.m \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 27.57 KN$$

Tableau III.52: les moments en appuis et en travées

Localisation	Moment
En travée	$0.75 * M^{max} = 24.8625KN.m$
Aux appuis	$-0.5 * M^{max} = -16.575KN.m$

III.7.2.1.Ferraillage à la flexion simple :

- Armature longitudinale :

Tableau III.53 : calcul des sections de Ferraillage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 24.8625KN.m$	Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37655cm^2$
$\mu_{bu} = 0,04051115 < 0,186 (pivotA)$	
$\mu_{bu} < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,05170845$	
$z = 0,37214032m$	

Tableau III.54 : calcul des sections de Ferraillage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = -16.575KN.m$	Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37655cm^2$
$\mu_{bu} = 0,02700744 < 0,186 (pivotA)$	
$\mu_{bu} < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,03422792$	
$z = 0,37479736m$	

- Armature Transversale :

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6cm^2$$

Avec $S_t = 20 cm$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.241 MPa < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa\right) = 3.33 MPa, FPN$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 27.57 KN \leq 684.855KN.$$

III.7.2.2. Ferrailage à la torsion :

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

$$\text{Donc, } e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 875 \text{ cm}^2.$$

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 120 \text{ cm}.$$

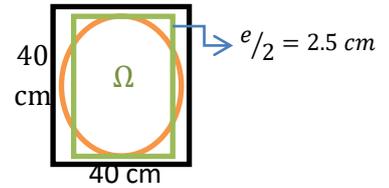


Figure III.16 : Section considérée dans le calcul de torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier balancé. Donc

$$M_{tor} = 39,862875 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{39,862875 * 10^{-3} * 120 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 875 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 7.86 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{39,862875 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 875 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 1.31 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 4.555 \text{ MPa}.$$

On doit vérifier : $\tau_{totale}^{tor} \leq \tau_{admissible}$

Avec : $\tau_{totale}^{tor} = \sqrt{(\tau^{F.S})^2 + (\tau^{tor})^2}$

$$\tau_{totale}^{tor} = 4.555 \text{ MPa} \geq 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : on augmente la section d'acier.

On opte une section **de (40×40)cm²**

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

$$M^{\max} : 37.0531438 \text{ KN.m}$$

Tableau III.55 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	27.7898578	18.5265719	44.5564054
Armature longitudinale (cm ²)	2,13949151	1,8354	7,68597993
Armature transversale (cm ²)	1,34		0,86467274
Contrainte de cisaillement (MPa)	0,2027199		3,00755737

Tableau III.56 : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total} (cm ²)		A _{opté}	
	Travée	Appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm ²)	2,13949151	1,8354	7,68597993	2,13949151 + $\frac{7,68597993}{2} = 5.98$	1,8354 + $\frac{7,68597993}{2} = 5.68$	4HA14 = 6.16	4HA14 = 6.16
Armature transversale (cm ²)	1,34		0,86467274	1,34 + 0,86467274 = 2.2		4φ ₈ = 2.01cm ² (2cadreφ ₈) S _t = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 8cm^2 < A = A_t + A_a = 12.32cm^2$$

- Vérification des contraintes :

Vérifiée

$$M_t^{ser} = 22.9132271 \text{ KN.m}$$

Tableau III.57 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
y = 0,11018855m	$\sigma_b = 3,02888895MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
I = 8.3356 × 10 ⁻⁴ cm ²	
$\sigma_b = 3,02888895MPa$	

$$M_a^{ser} = -10.7826951 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

Tableau III.58 : Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
y = 0,09281929m	$\sigma_b = 1,66402058MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
I = 6.0146 × 10 ⁻⁴ cm ⁴	
$\sigma_b = 1,66402058MPa$	

Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$$h = 0.40 \text{ m} > 0.075(4.81) = 0.36m.$$

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 < 15.96 \text{ cm}^2$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier

Vérifiée

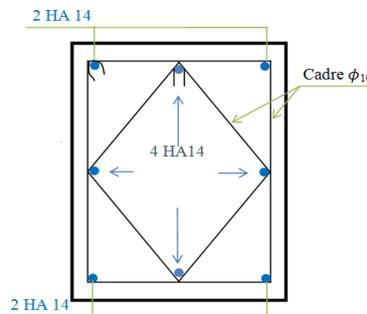


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.8. Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toute les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL 91/99 RPA99/2003.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitres précédent .D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles.ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

L'acrotère est calculé à la flexion composée ; son ferrailage a été déterminé en respectant les règles.

La poutre de chaînage à été étudiée a la flexion simple ; ainsi pour la poutre palière qui a été étudiée sous les sollicitations en flexion et en torsion.

Notre structure présente trois types d'escaliers, ou il a été procédé à son étude et son ferrailage.

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines.

La qualité d'un bâtiment est jugée par son comportement à l'action sismique, d'où la nécessité d'une étude dynamique afin d'aboutir à une structure plus rigide et résistante.

Pour cet objectif, qui ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec l'ETABS version 2016 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 Méthodes de calcul :

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

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse par accélérogramme.

IV.4 Méthode statique équivalente :

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté de fait qu'elle soit irrégulière en plan. Selon les exigences du RPA99 version 2003. La méthode a utilisé dans ce cas est celle de l'analyse modale spectral.

IV.4.1 Principe de la méthode :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.4.2 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 plan et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30m en zone IIIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

IV.4.3 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{Article 4.2.3(RPA 99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région et de la période de vie de la structure.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres : D'après le tableau **4.1 de RPA99/Version 2003** et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : **groupe 2**(moyen importance)
- Zone sismique : **zone IIa**⇒**A= 0.15**

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donner par le Tableau 4.2 de

$$\text{RPA99/Version2003} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

$$\text{On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 28,56 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$

$$T = 0,05 \times (28.56)^{3/4} = 0.62 \text{ s} \dots \dots \dots (I)$$

$$T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 28.32 \text{ m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 28.17 \text{ m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0,09 \times 28.56}{\sqrt{28.32}} = 0.483s \dots\dots\dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x = 0,483 s$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0,09 \times 28.56}{\sqrt{28.17}} = 0.484s \dots\dots\dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y = 0,484 s$

$$T_2 = 0,5 s > T_x = 0,483s > 0$$

$$T_2 = 0,5 s > T_y = 0,484s > 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.88 = 2.2 \\ D_y = 2,5 \times 0.88 = 2.2 \end{cases}$$

D'après **RPA99/Version2003 Art(4.2.4.4)** la période fondamentale statique T doit être

majorée de 30% soit $\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,483 = 0.628 s \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,484 = 0.63 s \end{cases}$

Q : facteur de qualité

$$Q = \sum_{i=1}^6 P_q$$

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de *RPA99/ Version 2003*

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Valeurs de P_q Selon x-x		Valeurs de P_q Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale sur les fils de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2) Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3) Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05

4) Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

R : Coefficient de comportement global de la structure en fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (**RPA99/ Version 2003**). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

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

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

$\beta = \{0,2 \text{ pour les étages a usage d'habitation...}\}$ Tableau 4.5 du **RPA99/ Version 2003**

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

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS 2016** on a trouvé : **W_{tot}=45082.348 KN**.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 3080.401 \text{ KN} \\ \text{Sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 3358.008 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5.1 Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

IV.5.2 Les hypothèses :

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. le nombre de mode 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.
- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant **RPA99/ Version 2003(4.3.3)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

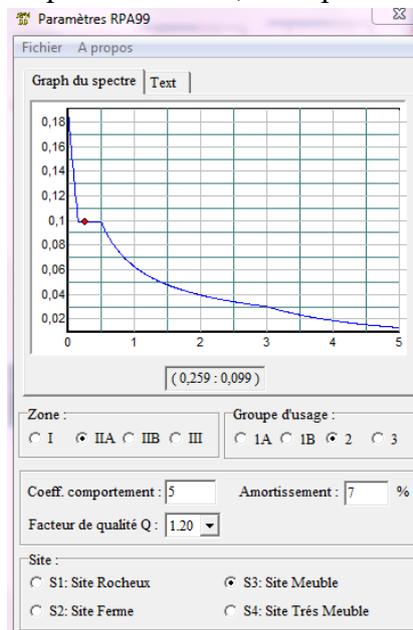


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV.6 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS version 2016 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.7 Disposition des voiles

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016 et après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des éléments (poteaux et poutres) , nous avons aboutis à la disposition des voiles montrée sur la figure ci-dessous.

Cette disposition a permis de vérifier les exigences du RPA relatives aux vérifications des interactions (sous charges horizontale et verticale).

Favorablement aux conditions du RPA99/2003, on a opté pour la disposition suivante :

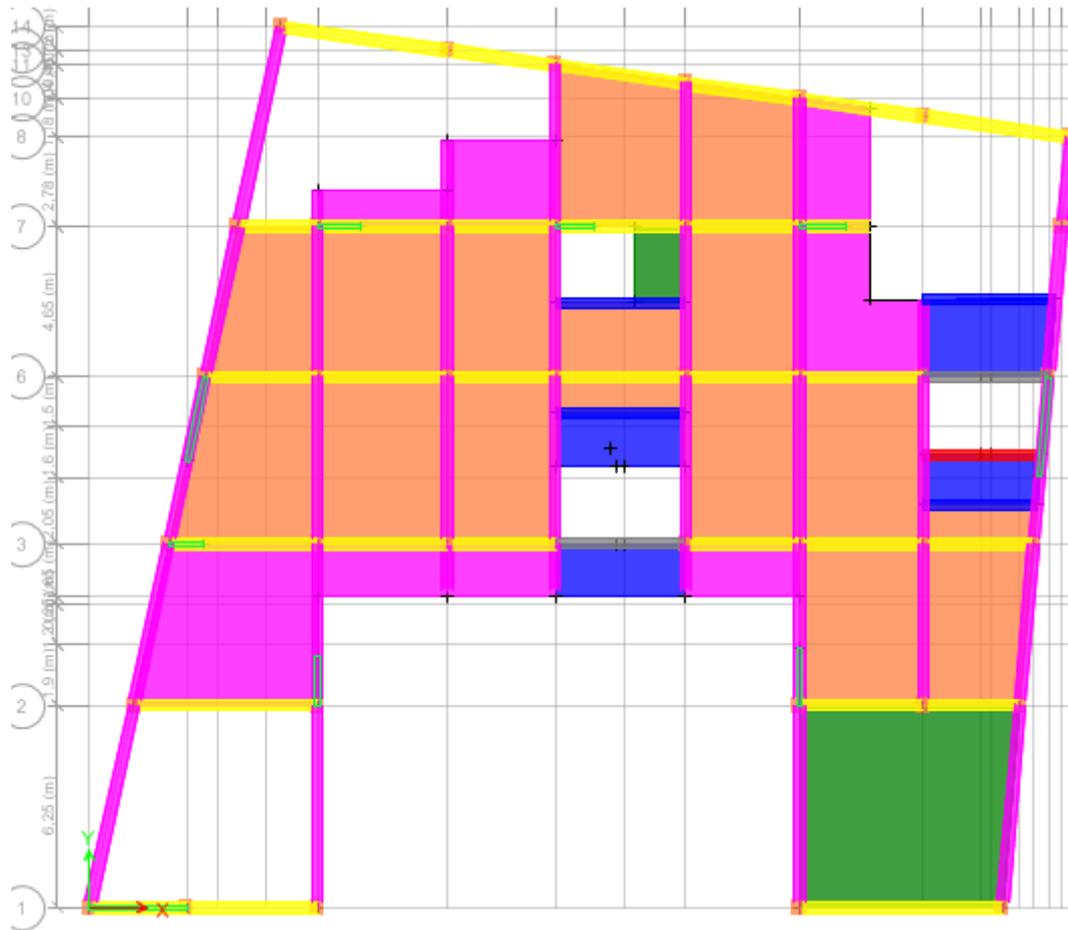


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement.

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de notre structure :

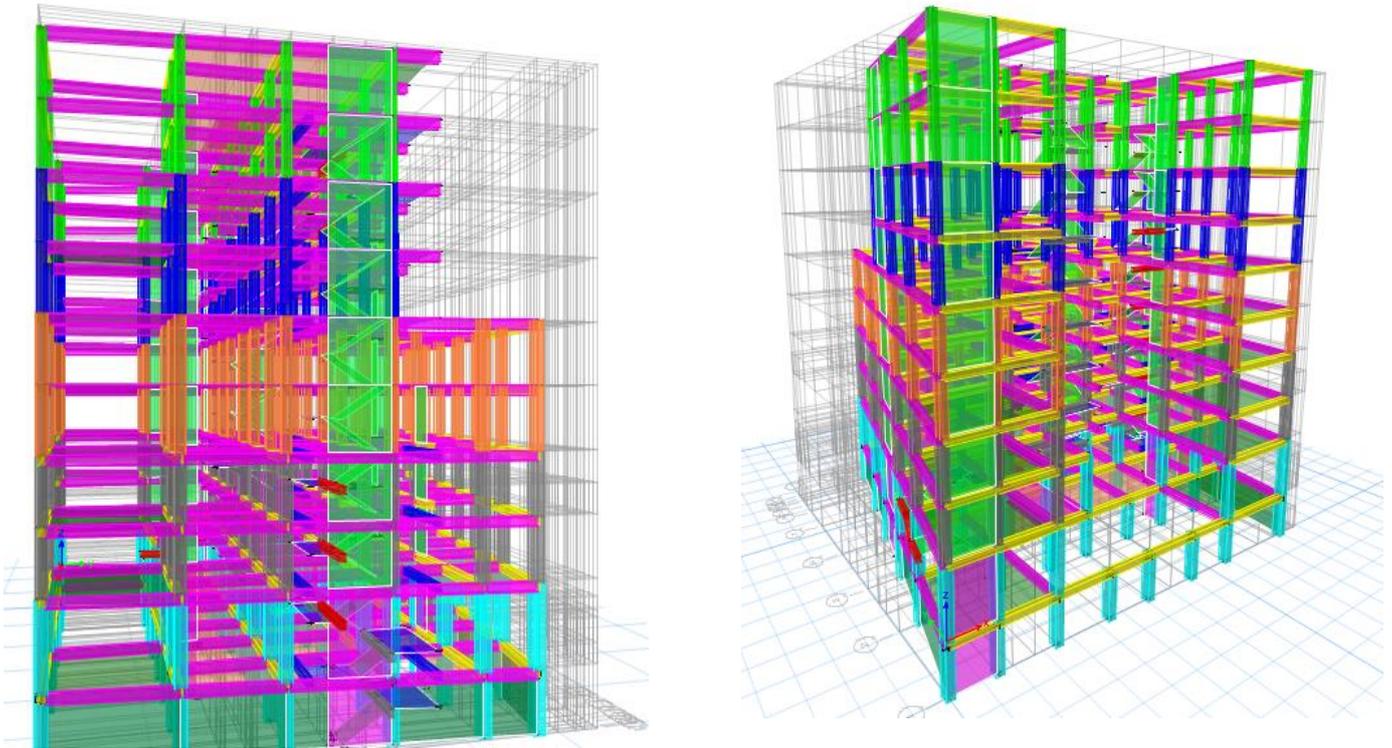


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..**3.**Vue de face
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..**4.**Vue en 3D

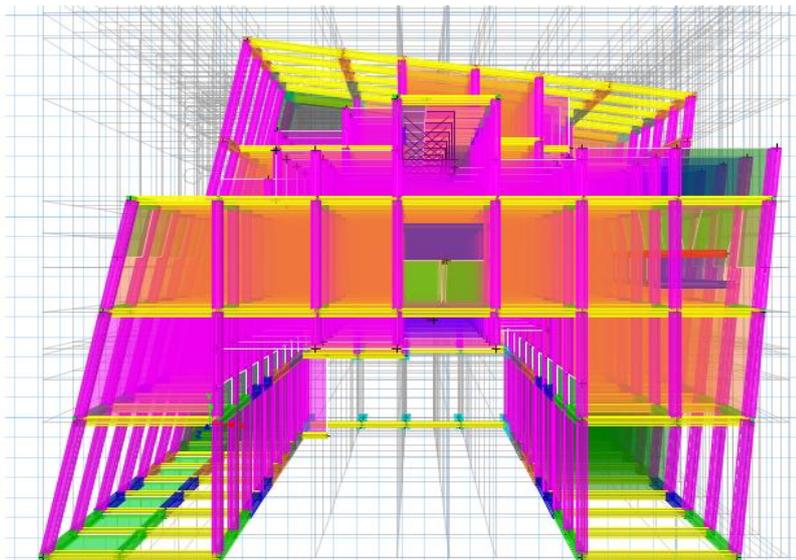


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..**5.**Vue en plan

IV.7.1 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique du comportement de la structure donnée par ETABS 2016.

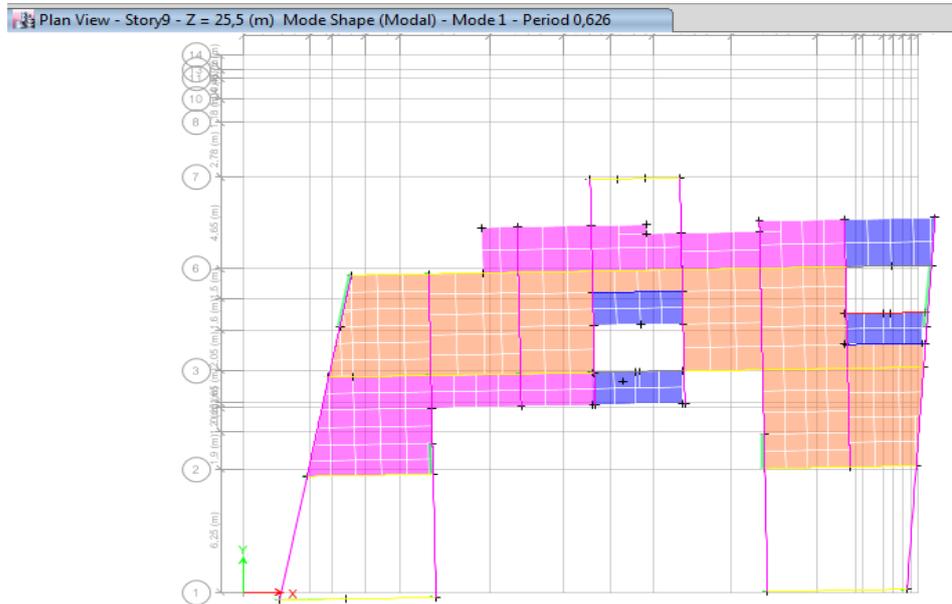


Figure IV.6. 1^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)

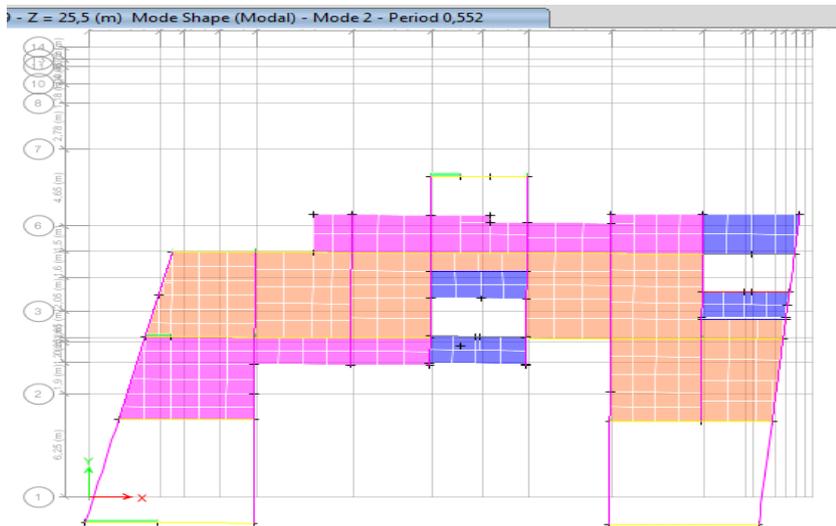


Figure IV.7. 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)

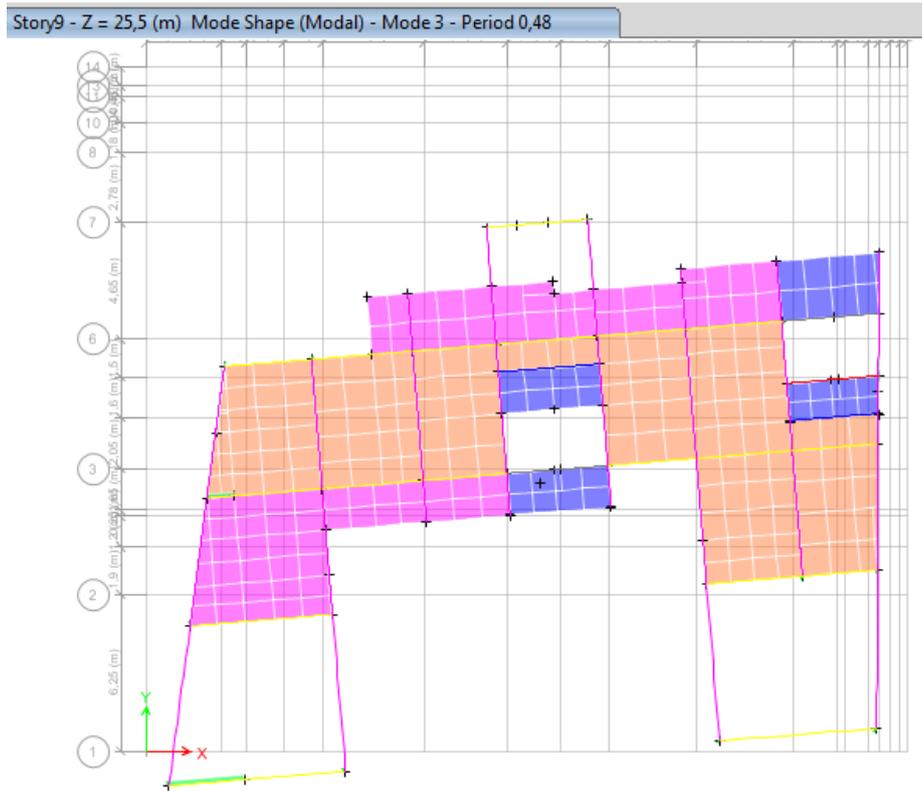


Figure IV.8. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

IV.7.2 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période [sec]	(%) de la masse modale individuel		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0,626	0,587	0,002	0,5868	0,0016
2	0,552	0,588	0,614	0,0012	0,6127
3	0,48	0,606	0,615	0,0185	0,0003
4	0,235	0,762	0,615	0,1555	0,0006
5	0,206	0,763	0,778	0,0007	0,1632
6	0,169	0,770	0,779	0,0077	0,0004

7	0,121	0,828	0,780	0,0573	0,0009
8	0,104	0,828	0,839	0,0005	0,0597
9	0,082	0,834	0,840	0,0054	0,0007
10	0,079	0,863	0,840	0,0292	$2,35 \cdot 10^{-6}$
11	0,073	0,864	0,840	0,0007	$3,64 \cdot 10^{-5}$
41	0,043	0,902	0,896	0,0022	0
66	0,04	0,907	0,902	0	0,0051

IV.9.Vérifications :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

α : Facteur de participation du mode pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens de vibration.

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Observation
x-x	2485,505	3080,401	2464,321	vérifiée
y-y	2728,668	3358,008	2686,406	vérifiée

Analyse des résultats :

Le résultat obtenu satisfait la condition de la résultante sismique.

- **Vérification de l'effort normal réduit (v):**

Le RPA99/version 2003 exige de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture sous sollicitations d'ensemble dues au séisme :

$$v = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \text{ RPA99 (Formule 7.2)}$$

tel que : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Sous sol	55*60	2291,639	0,28	Vérifiée
RDC	55*60			Vérifiée
Étage 1	50*55	2095,578	0,30	Vérifiée
Étage 2	50*55			Vérifiée
Étage 3	45*50	1373,020	0,244	Vérifiée
Étage 4	45*50			Vérifiée
Étage 5	40*45	858,430	0,191	Vérifiée
Étage 6	40*45			Vérifiée
Étage 7	35*40	408,890	0,053	Vérifiée
Étage 8	35*40			Vérifiée

Interprétations des résultats :

La condition de l'effort normal réduit dans les poteaux ne dépasse pas la valeur 0.3, elle est satisfaite, donc les sections des poteaux choisis sont suffisantes.

IV.10 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% : \% \text{ des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 20\% : \% \text{ des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-34886,15	-6871,072	83,545	16,455
1	-28962,26	-5479,403	84,091	15,909
2	-24155,01	-4622,514	83,937	16,063
3	-19149,67	-3981,337	82,788	17,212
4	-14917,95	-3068,726	82,939	17,061
5	-10804,94	-2538,952	80,973	19,027
6	-7753,84	-1906,314	80,266	19,734
7	-5047,122	-1323,054	79,230	20,770
8	-2486,778	-769,5305	76,368	23,632

Interprétations des résultats :

Les résultats obtenus montrent les portiques au niveau de l'étage 07 et 08 reprennent moins de 80% et les voiles aux mêmes niveaux reprennent plus de 20%, ce qui signifie que l'interaction voiles portiques n'est pas vérifiées sous chargement vertical pour ces deux étages.

✓ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 25\% : \% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 75\% : \% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	804,3794	1474,9469	35,290	64,710	1249,2829	1476,0984	45,839	54,161
1	1119,8113	881,9871	55,940	44,060	1546,5021	881,1831	63,703	36,297
2	1117,1443	612,8539	64,575	35,425	1578,1844	612,306	72,047	27,953
3	907,8073	615,7151	59,586	40,414	1334,3913	615,0429	68,450	31,550
4	1018,3115	291,6067	77,739	22,261	1322,9684	291,5343	81,943	18,057
5	631,5039	377,6465	62,578	37,422	713,2051	377,2072	65,407	34,593

6	619,1255	167,8605	78,670	21,330	662,5866	166,5113	79,917	20,083
7	394,963	161,165	71,020	28,980	411,027	159,574	72,034	27,966
8	428,831	142,5828	75,047	24,953	404,3295	139,8273	74,304	25,696

Interprétations des résultats :

Les résultats obtenus montrent les portiques reprennent au moins de 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction XX et YY, l'interaction horizontale est donc vérifiée dans ces deux sens.

IV.11 Vérification vis-à-vis des déplacements

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

C.à.d. : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Observation
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k / h_k (%)	
RDC	408	0,103	0,515	0	0,515	0,126	vérifiée
1	306	0,264	1,32	0,515	0,805	0,263	vérifiée
2	306	0,463	2,315	1,32	0,995	0,325	vérifiée
3	306	0,684	3,42	2,315	1,105	0,361	vérifiée
4	306	0,917	4,585	3,42	1,165	0,381	vérifiée
5	306	1,155	5,775	4,585	1,190	0,389	vérifiée
6	306	1,381	6,905	5,775	1,130	0,369	vérifiée
7	306	1,596	7,98	6,905	1,075	0,351	vérifiée
8	306	1,798	8,99	7,98	1,010	0,330	vérifiée

Niveaux	h_k (cm)	Sens y-y					Observation
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	408	0,108	0,540	0,000	0,540	0,132	vérifiée
1	306	0,258	1,290	0,540	0,750	0,245	vérifiée
2	306	0,431	2,155	1,290	0,865	0,283	vérifiée
3	306	0,618	3,090	2,155	0,935	0,306	vérifiée
4	306	0,805	4,025	3,090	0,935	0,306	vérifiée
5	306	0,999	4,995	4,025	0,970	0,317	vérifiée
6	306	1,187	5,935	4,995	0,940	0,307	vérifiée
7	306	1,361	6,805	5,935	0,870	0,284	vérifiée
8	306	1,513	7,565	6,805	0,760	0,248	vérifiée

Interprétation des résultats :

D’après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

IV.12 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Tel que :

p_k : 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 ». avec

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k :Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8. Vérification à L'effet P- Δ .

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
RDC	4.08	37347,715	0,52	2279,3263	0,021	0,54	2725,381	0,018
1	3.06	30718,493	0,81	2001,7984	0,040	0,75	2427,685	0,031
2	3.06	25735,027	1,00	1729,9982	0,048	0,87	2190,490	0,033
3	3.06	20751,562	1,11	1523,5224	0,049	0,94	1949,434	0,033
4	3.06	16184,538	1,17	1309,9182	0,047	0,94	1614,503	0,031
5	3.06	12071,833	1,19	1009,1504	0,047	0,97	1090,412	0,035
6	3.06	8831,3714	1,13	786,986	0,041	0,94	829,098	0,033
7	3.06	5891,4931	1,08	556,128	0,037	0,87	570,601	0,029
8	3.06	3037,2969	1,01	571,4138	0,018	0,76	544,157	0,014

➤ **Interprétation des résultats :**

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

IV.13 Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016 ,nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	Sous-Sol et RDC	1	2	3	4	5	6	7	8
Poteaux (cm²)	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40				
Voiles (cm)	15 et 20								
P.P (cm²)	35*45								
P.S (cm²)	35*40								

V.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

L'étude de ces éléments porteurs qui sont les plus sollicités dans la structure, doit être conforme aux règlements de calcul et de conception "RPA 99.version 2003 ; CBA. 93". Ce qui nous intéresse dans l'étude de l'ossature c'est la distribution des charges horizontales et verticales, aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ETABS 2016 ».

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferraillage des poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1 Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par $l'eth'$.

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

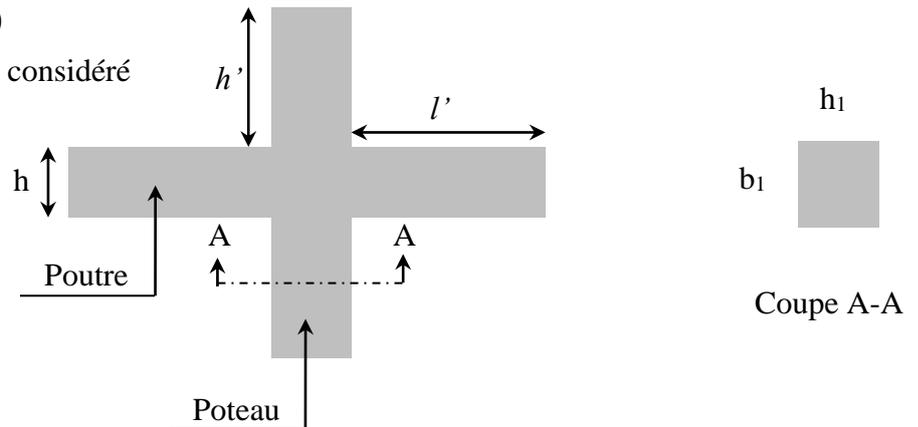


Figure V.1. Zone nodale

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zoneIIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

V.2.2 Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel « ETABS 2016 », les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC Sous-Sol	- 2611.1534	11.6379	901.2689	18.8466	154.1989	-966.9206	-139.3504
Etages 1 et 2	- 1966.3004	64.377	553.4117	22.0099	158,8126	- 1247,6882	-151,2377
Etages 3 et 4	-	65.947	164.5611	18.5077	136,9344	-695,1034	-133,5517

	1347.7606						
Etages 5 et 6	-806.3354	43.0809	100.9284	17.4805	104,0495	-292,3237	-94,7758
Etages 7 et 8	-369.8539	36.3032	102.9933	12.2504	291,3966	-66,3857	-39,2626

V.2.3 Calcul du ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e = 2.5cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Le 1^{er} cas :

Soit : $N_{max} = 2611.1534 \text{KN}$; $M_{corr} = 11.6379 \text{KN.m}$ (ELU)

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57.5 \text{ cm}$;

Situation courante : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.00445 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression C est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

$$N(d - d') - M_{ua} \leq (0.337 - 0.18d') b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 11.6379 + 2611.1534 (0.575 - 0.3) = 729.7 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_{ua} = 2611.1534(0.575 - 0.025) - 729.7 = 697.218 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.18d') b h f_{bu} = (0.337 - 0.18 * 0.025) * 0.55 * 0.6 * 14.2 * 10^3 = 1558.095 \text{ KN.m}$$

$$697.218 \text{ KN.m} < 1558.095 \text{ KN.m}$$

⇒ **S.P.C**, D'où le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18.478 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{situation Normal.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{729.7 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.575^2} = 0.282$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot Bet } \mu_{bu} = 0.282 < \mu_l = 0.3916$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.415 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.47955 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 42.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -30.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures, le béton seul suffira.

Le 2^{ème} cas :

Soit : $N_{\min} = 901.2689 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 18.8466 \text{ KN.m}$ (0.8G+Ex)

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57.5 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0197 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression C est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

$$N(d - d') - M_{ua} \leq (0.337 - 0.18d') b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 18.8466 + 901.2689(0.575 - 0.3) = 272.396 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_{ua} = 901.2689(0.575 - 0.025) - 272.396 = 235.981 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.18d') b h f_{bu} = (0.337 - 0.18 * 0.025) * 0.55 * 0.6 * 18.478 * 10^3 \\ = 2027.5 \text{ KN.m}$$

$$235.981 \text{ KN.m} < 2027.5 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **S.E.T**, D'où le calcul se fait par les expressions :

$$A_1 = \frac{N_u}{f_{st}} \left(1 - \frac{e_2}{d - d'} \right)$$

$$A_2 = \frac{N_u}{f_{st}} \left(\frac{e_1}{d - d'} \right)$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa.}$$

e : est la position du centre de pression par rapport aux aciers .

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = (0.3 - 0.025) + 0.0197 = 0.2947 \text{ m.}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0.575 - 0.025) - 0.2947 = 0.2553 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{0.9012689}{400} \left(1 - \frac{0.2553}{0.575 - 0.025} \right) = 10.73 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{0.9012689}{400} \left(\frac{0.2947}{0.575 - 0.025} \right) = 12.38 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{\min} :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8\% (55 \times 60) = 26.4 \text{ cm}^2 \text{ (c'est la section minimale pour toute la section } 55 \times 60)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \frac{B \times f_{t28}}{400} = 55 \times 60 \times 2.1 / 400 = 17.325 \text{ cm}^2$$

Si $\min(A_1, A_2) \geq A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_1 et A_2 .

Si $\min(A_1, A_2) < A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min} .

Le 3^{ème} cas :

$$\text{Soit : } N_{\text{corr}} = 966.9206 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{max}} = 154.1989 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (\text{G+Q+Ey})$$

$$b = 55 \text{ cm}; \quad h = 60 \text{ cm}; \quad d = 57.5 \text{ cm};$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.1644 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{ le centre de pression C est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

$$N(d - d') - M_{\text{ua}} \leq (0.337 - 0.18d') b h f_{bu}$$

$$M_{\text{ua}} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 154.1989 + 966.9206(0.575 - 0.3) = 423.37667 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_{\text{ua}} = 966.9206(0.575 - 0.025) - 423.37667 = 106.56087 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.18d') b h f_{bu} = (0.337 - 0.18 \times 0.025) \times 0.55 \times 0.6 \times 18.478 \times 10^3 \\ = 2027.5 \text{ KN.m}$$

$$106.56087 \text{ KN.m} < 2027.5 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **S.P.C**, D'où le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18.478 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{ua}}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{423.37667 \times 10^{-3}}{18.478 \times 0.55 \times 0.575^2} = 0.126$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} = 0.126 < \mu_l = 0.379$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.169 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.53613 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{\text{ua}}}{z \times f_{st}} = 19.74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -4.34807 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures, le béton seul suffira.

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC et Sous-sol	3300	S.E.T	12,38	26,4	28.55	12HA16+4HA12
Etages 1 et 2	2750	S.E.T	8.018	22	22.99	12HA14+4HA12
Etages 3 et 4	2250	S.E.T	8.14	18	18.47	12HA14
Etages 5 et 6	1800	S.E.T	2.35	14.40	15.71	2HA20+3HA20
Etages 7 et 8	1400	S.E.T	2.16	11.2	12.32	8HA14

Armatures transversales :➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple le poteau du RDC (55*60)

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{139.3504 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.575} = 0.478 \text{ Mpa.}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times (4.08 - 0.45)}{0.6} = 4 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.040.$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.478 \text{ Mpa} \leq 1 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_{bu} < \tau_{bu} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

Soit :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \Rightarrow \text{donc } \rho_a = 3.75$$

Espacement t :

➤ **Zone courante :**

$t \leq 15 \times 2 \Rightarrow t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t = 0.15 \times \frac{3.75 \times 139.3504 \times 10^{-3}}{0.6 \times 400} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,55\% (h_1 \times t) = \frac{0.55 \times 15 \times 60}{100} = 4.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.1 \times \frac{3.75 \times 139.3504 \times 10^{-3}}{0.6 \times 400} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0,55\% (h_1 \times t) = \frac{0.55 \times 10 \times 60}{100} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 04 cadres HA10

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \phi_l^{max} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm.}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	3300	254,1	4,76	0,04	57,5	139.3504	0,48	2,5	Vérifiée
Sous- Sol	3300	182,7	4,76	0,04	57,5	139.3504	0,48	2,5	Vérifiée
Etages 1 et 2	2750	182,7	3,894	0,04	52,5	151,12377	0,58	2,5	Vérifiée
Etages 3 et 4	2250	182,7	4,284	0,04	47,5	133,35517	0,62	2,5	Vérifiée
Etages 5 et 6	1800	182,7	4,76	0,04	42,5	94,7758	0,56	2,5	Vérifiée
Etages 7 et 8	1400	182,7	5,355	0,075	37,5	39,2626	0,29	2,5	Vérifiée

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC	Sous-sol	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	55*60	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40
ϕ _l ^{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.4	2	1.4
ϕ _l ^{max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	2	1.4
l _r (cm)	2,541	1,827	1,827	1,827	1,827	1,827
λ _g	4,76	4,76	3,894	4,284	4,76	5,355
V(KN)	139.3504	139.3504	151,12377	133,35517	94,7758	39,2626
t _{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
A _t (cm ²)	3,54	3,54	3,87	3,76	2,96	0,92
A _t ^{min} (cm ²)	2,475	2,475	3,025	3,71	1,8	1,575
A _t ^{adop} (cm ²)	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA12 =4,52	4HA12 =4,52	4HA10 =3,14	4HA8 =2,01

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.4 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					Br	Br ^{calc}	
RDC	2611,1534	0,1732	14,67	0,821	3074	1408,67	Vérifiée
Sous-sol			10,55	0,834		1386,71	Vérifiée
Etage 1 et 2	1966,3004	0,158	11,56	0,832	2544	1063,50	Vérifiée
Etage 3 et 4	1347,7606	0,144	12,69	0,828	2064	732,48	Vérifiée
Etage 5 et 6	806,3354	0,129	14,16	0,823	1634	440,89	Vérifiée
Etage 7 et 8	369,8539	0,115	15,88	0,816	1254	203,96	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{sc1} = \frac{N_{ser}}{A1 + A2} + \frac{M_{ser}}{A1(V1 + V2)} < \bar{\sigma}_{sc} \\ \sigma_{sc2} = \frac{N_{ser}}{A1 + A2} - \frac{M_{ser}}{A1(V1 + V2)} < \bar{\sigma}_{sc} \end{cases}$$

Avec :

$$A1=A2=\max \left\{ \frac{N_{ser}}{2\bar{\sigma}_{sc}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$V = \frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \quad \text{et} \quad V1 = V2$$

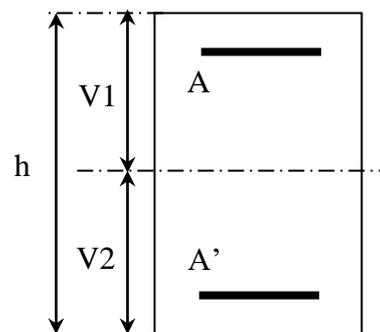


Figure V.2. Section d'un poteau

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

Tableaux V.6. Vérification des contraintes

Niveaux	S-sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40
Type de section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
d (cm)	57,5	52,5	47,5	42,5	37,5
A (cm ²)	28.65	22.99	18.45	15.71	12.32
N_{ser} (KN)	1892.1863	1392.8773	1016.9542	677.9896	345.9604
M_{ser} (KN.m)	73.446	73.4681	64.5581	52.0065	43.8282
V_1 (cm)	0.313	0.30274556	0.288	0.276	0.301
V_2 (cm)	0.236	0.197	0.161	0.123	0.048
σ_1 (MPa)	283.6	239	197.8	133	38.7
σ_2 (MPa)	376.8	366.8	353.3	298.5	242
$\bar{\sigma}_{sc}$ (MPa)	201.63				
Observation	NONVérifiée				

Remarque :

La contrainte n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage des poteaux.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Ferrailage longitudinal après l'augmentation.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC et Sous-sol	3300	S.E.T	12.38	26.4	57.33	4HA25+12HA20
Etages 1 et 2	2750	S.E.T	8.018	22	44.76	8HA20+4HA25
Etages 3 et 4	2250	S.E.T	8.14	18	33.17	8HA20+4HA16
Etages 5 et 6	1800	S.E.T	2.35	14.40	24.13	12HA16
Etages 7 et 8	1400	S.E.T	2.16	11.2	16.84	8HA14+4HA12

Tableaux V.8. Les contraintes après l'augmentation de la section de ferrailage dans les poteaux.

Niveaux	S-sol et RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40
Type de section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
d (cm)	57,5	52,5	47,5	42,5	37,5
A (cm ²)	57.33	44.76	33.17	24.13	16.84
N_{ser} (KN)	1892.1863	1392.8773	1016.9542	677.9896	345.9604
M_{ser} (KN.m)	73.446	73.4681	64.5581	52.0065	43.8282
V_1 (cm)	0.313	0.302	0.288	0.276	0.301

V₂ (cm)	0.236	0.197	0.161	0.123	0.048
σ₁ (MPa)	141.7	122.7	110	86.6	28.3
σ₂ (MPa)	188.3	188.4	196.5	194.3	177
σ_{sc} (MPa)	201.63				
Observation	Vérifiée				

➤ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zone critique). Ils doivent être faits si c'est possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

$$h' = \max(h_e/6; h_1; b_1; 60\text{cm})$$

$$L' = 2h$$

Tableau V.9. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		Sous-sol	RDC	Etages 1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
Sections		55*60	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40
L' (cm)	P.P	70	70	70	70	70	70
	P.S	60	60	60	60	60	60
h' (cm)		60	68	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l^{\min} = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 25\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 25 = 100\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 100\text{ cm}$.

Pour $\phi = 20\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80\text{ cm}$.

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65\text{ cm}$.

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60\text{ cm}$.

Pour $\phi = 12\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50\text{ cm}$.

V.3 Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par logiciel ETABS 2016), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

$$\text{RPA99 - 2003 (Art 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} 1) 1.35G + 1.5Q \\ 2) G + Q \\ 3) G + Q \pm E_x \\ 4) G + Q \pm E_y \\ 5) 0.8 G \pm E_x \\ 6) 0.8 G \pm E_y \end{array} \right.$$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

– poutres principales (35×45), disposées selon l'axe y-y.

– poutres secondaires (35×40), disposées selon l'axe x-x.

V.3.1 Recommandations du RPA99/vrsson2003

a) Armatures longitudinales : RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- 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 de recouvrement est de :
 - 40 \emptyset en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des coudes à 90°.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b_0$$

Avec b_0 : La largeur de la poutre

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l^{min}\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Avec ; h : Hauteur de la poutre

\emptyset_l^{min} : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, qui est représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M _{travée}	M _{appui}	V(KN)	M _{travée}	M _{appui}	V(KN)
RDC	144,4020	-142,4525	-227,7578	79,3635	-100,4744	227,7578
Etages 1et2	172,1804	-162,6552	-195,1504	63,7494	-101,5057	83,1696
Etages 3et4	154,0845	-152,5314	-166,294	73,5634	-106,138	-82,9573
Etages 5et6	113,7479	-150,2462	152,0614	69,5058	-108,2637	-83,7294
Etages 7et8	65,6908	-131,1424	102,287	52,6956	-98,9459	-76,4105

a. Armatures longitudinales :

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple).

➤ Exemple de calcul :

Prenons comme un exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45* 35) pour RDC avec les sollicitations suivantes :

$$M_a = -142.4525 \text{ Kn.m (ELA)}$$

$$M_t = 144.4020 \text{ Kn.m (ELA)}$$

• Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{142.4525 \times 10^{-3}}{18.47 \times 0.35 \times 0.425^2} = 0.121$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} = 0.121 < \mu_l = 0.3916$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.161 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.397m \end{cases} \Rightarrow A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 8.97 \text{ cm}^2$$

• Armatures en Travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{144.4020 \times 10^{-3}}{18.47 \times 0.35 \times 0.425^2} = 0.123$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} = 0.123 < \mu_l = 0.3916$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.164 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.397 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 9.09 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Nbre de barres
RDC	PP	35*45	Appuis	9,04	1,80	7,875	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	9,17	1,80	7,00	10,65	3HA14+3HA16
	PS	35*40	Appuis	7,17	1,58	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	5,58	1,58	7,00	8,01	3HA14+3HA12
Etages 1et2	PP	35*45	Appuis	10,44	1,80	7,875	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	11,11	1,80	7,00	12,06	6HA16
	PS	35*40	Appuis	7,25	1,58	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	4,44	1,58	7,00	8,01	3HA14+3HA12
Etages 3et4	PP	35*45	Appuis	9,74	1,80	7,875	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	9,84	1,80	7,00	10,65	3HA14+3HA16
	PS	35*40	Appuis	7,61	1,58	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	5,15	1,58	7,00	8,01	3HA14+3HA12
Etages 5et6	PP	35*45	Appuis	9,58	1,80	7,875	10,65	3HA14+3HA16
			Travée	9,58	1,80	7,00	10,65	3HA14+3HA16
	PS	35*40	Appuis	7,77	1,58	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	4,86	1,58	7,00	8,01	3HA14+3HA12
Etages 7et8	PP	35*45	Appuis	8,27	1,80	7,875	9,24	6HA14
			Travée	3,99	1,80	7,00	8,01	3HA14+3HA12
	PS	35*40	Appuis	7,06	1,58	7,875	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	3,64	1,58	7,00	8,01	3HA14+3HA12

b. Armatures transversales

b.1 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12.85; 35) = 12 \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11.43; 40) = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)} \phi 8.$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35*45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35*40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 20\text{cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20\text{cm} \end{cases}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

Pour les poutres principales:

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 2.01\text{cm}^2$$

Pour les poutres secondaires:

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 2.01\text{cm}^2$$

$$A_r = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2.01\text{cm}^2$$

$$A_r = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2.01\text{cm}^2$$

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 64\text{cm}$.

Pour $\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 56\text{cm}$.

Pour $\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 48\text{cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 63\text{cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 56\text{cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 94.5\text{cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 84\text{cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

1) Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1.58\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\%(b \times h) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 7.875\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 7\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A^{\min} \leq A^{\text{cal}}$; Donc la condition est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.

Niveaux	Type de poutre	V_u (Kn)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Vérifications
RDC	PP	227.7578	1,53	3,33	Vérifiée
	PS	227,7578	1,73	3,33	Vérifiée
Etages 1et2	PP	195.1504	1,311	3,33	Vérifiée
	PS	83,1696	0,633	3,33	Vérifiée
Etages 3et4	PP	166.294	1,12	3,33	Vérifiée
	PS	82,9573	0,632	3,33	Vérifiée
Etages 5et6	PP	152.0614	1,022	3,33	Vérifiée
	PS	83,7294	0,638	3,33	Vérifiée
Etages 7et8	PP	102.287	0,688	3,33	Vérifiée
	PS	76,4105	0,582	3,33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = 3.33\text{MPa}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

❖ Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.2)

❖ Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification au cisaillement

Poutres	Poutres	A_t (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN/m)	$V_u \times \gamma_s / f_e$	$(\frac{V_u}{0,9d} + \frac{M_a}{f_e}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observations
RDC	principales	10,65	227.7578	-142,4525	5,6	15	Vérifiée
	Secondaires	8,01	227,7578	-100,4744	5,6	13,13	Vérifiée
Etages 1et2	principales	10,65	195.1504	-162,6552	4,9	15,51	Vérifiée
	Secondaires	8,01	83,1696	-101,5057	2,1	9,60	Vérifiée
Etages 3et4	principales	10,65	166.294	-152,5314	4,1	14,1	Vérifiée
	Secondaires	8,01	82,9573	-106,138	2,1	9,94	Vérifiée
Etages 5et6	principales	10,65	152.0614	-150,2462	3,8	13,62	Vérifiée
	Secondaires	8,01	83,7294	-108,2637	2,1	10,11	Vérifiée
Etages 7et8	principales	9,24	102.287	-131,1424	2,5	11,13	Vérifiée
	Secondaires	8,01	76,4105	-98,9459	1,9	9,24	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveaux	Les poutres	M_t^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
					σ (MPa)	σ (MPa)	
RDC	principales	47,9037	15,6544	159886	4,690	15	Vérifiée
	secondaires	79,3635	12,9759	97751	10,535	15	Vérifiée
Etages 1et2	principales	40,6237	16,4195	174692	3,818	15	Vérifiée
	secondaires	63,7494	12,9759	97751	8,462	15	Vérifiée
Etages 3et 4	principales	45,2334	15,6544	159886	4,429	15	Vérifiée
	secondaires	73,5634	12,9759	97751	9,765	15	Vérifiée
Etages 5et6	principales	48,0396	15,6544	159886	4,704	15	Vérifiée
	secondaires	69,5058	12,9759	97751	9,227	15	Vérifiée
Etages 7et8	principales	26,3202	13,9906	129605	2,841	15	Vérifiée
	secondaires	52,6956	12,9759	97751	6,995	15	Vérifiée

Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveaux	Les poutres	M_a^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
					σ (MPa)	σ (MPa)	
RDC	principales	87,2868	15,6544	159886	8,546	15	Vérifiée
	secondaires	69,336	12,9759	97751	9,204	15	Vérifiée
Etages 1et2	principales	64,0784	15,6544	159886	6,274	15	Vérifiée
	secondaires	64,0784	12,9759	97751	8,506	15	Vérifiée
Etages 3et 4	principales	57,8324	15,6544	159886	5,662	15	Vérifiée
	secondaires	55,1466	12,9759	97751	7,320	15	Vérifiée
Etages 5et6	principales	61,5824	15,6544	159886	6,030	15	Vérifiée
	secondaires	51,3905	12,9759	97751	6,822	15	Vérifiée
Etages 7et8	principales	61,4125	14,8092	144167	6,308	15	Vérifiée
	secondaires	47,9713	12,9759	97751	6,368	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

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

- 1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- 2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- 3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 45\text{cm} \geq h_f = 45\text{cm} \\ A = 10,65\text{cm}^2 < A_f = 15,61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 36,52 \text{ cm} \\ A = 8,01\text{cm}^2 < A_f = 13,78\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

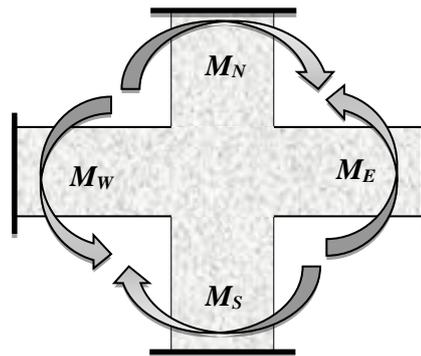


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

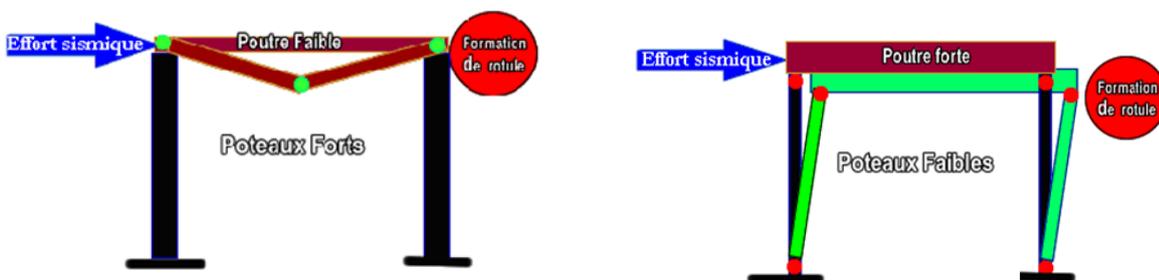


Figure V.4. Formation de rotules plastique

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	section (cm ²)	Z (cm)	A (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC	55*60	54	19.24	342.766
Etages 1	50*55	49.5	16.1	277.3386
Etages 2	50*55	49.5		
Etages 3	45*50	45	10.3	161.298
Etages 4	45*50	45		
Etages 5	40*45	40.5	8.04	113.315
Etages 6	40*45	40.5		
Etages 7	35*40	36	5.34	66.899
Etage 8	35*40	36		

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	45	40.5	10,65	348	150.1
Etages 1	45	40.5	10,65	348	
Etages 2	45	40.5	10,65	348	
Etages 3	45	40.5	10,65	348	
Etages 4	45	40.5	10,65	348	
Etages 5	45	40.5	10,65	348	
Etages 6	45	40.5	10,65	348	
Etages 7	45	40.5	9.24	348	130.23
Etage 8	45	40.5	9.24	348	

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC	40	36	8,01	348	100.35
Etage 1	40	36	8,01	348	100.35
Etage 2	40	36	8,01	348	100.35
Etage 3	40	36	8,01	348	100.35
Etage 4	40	36	8,01	348	100.35
Etage 5	40	36	8,01	348	100.35
Etage 6	40	36	8,01	348	100.35
Etage 7	40	36	8,01	348	100.35
Etage 8	40	36	8,01	348	100.35

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	342.766	342.766	685.532	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage1	342.766	277.3386	620.1	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage2	277.3386	277.3386	554.68	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage3	277.3386	161.298	438.64	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage4	161.298	161.298	322.596	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage5	161.298	113.315	274.613	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage6	113.315	113.315	226.630	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage7	113.315	66.899	180.214	100.35	100.35	200.7	Non Vérifiée
Etage8	66.899	66.899	133.798	100.35	100.35	200.7	Non Vérifiée

Remarque : la condition n'est pas vérifiée dans les 02 derniers étages donc on doit augmenter la section de ferrailage des poteaux

Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	342.766	342.766	685.532	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage1	342.766	277.3386	620.1	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage2	277.3386	277.3386	554.68	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage3	277.3386	161.298	438.64	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage4	161.298	161.298	322.596	150.10	150.10	375.25	Non vérifiée
Etage5	161.298	113.315	274.613	150.10	150.10	375.25	Non vérifiée
Etage6	113.315	113.315	226.630	150.10	150.10	375.25	Non vérifiée
Etage7	113.315	66.899	180.214	130.23	130.23	260.46	Non vérifiée
Etage8	66.899	66.899	133.798	130.23	130.23	260.46	Non vérifiée

Remarque : la condition n'est pas vérifiée dans les 05 derniers étages donc on doit augmenter la section de ferrailage des poteaux comme suit :

Tableau V.21. Augmentation de la section d'armature dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A^{adop} par face (cm ²)	Choix des barres	A^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC et Sous-sol	3300	19.24	2HA25+3HA20	57.33	4HA25+12HA20
Etages 1 et 2	2750	15.71	5HA20	50.27	16HA20

Etages 3 et 4	2250	15.71	5HA20	50.27	16HA20
Etages 5 et 6	1800	15.71	5HA20	50.27	16HA20
Etages 7 et 8	1400	12.57	4HA20	37.7	12HA20

Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens principale après l'augmentation de la section de ferrailage.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	342.766	342.766	685.532	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage1	342.766	270.62	613.386	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage2	270.62	270.62	521.24	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage3	270.62	246.02	516.64	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage4	246.02	246.02	492.04	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage5	246.02	221.4	423.18	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage6	221.4	221.4	442.8	150.10	150.10	375.25	vérifiée
Etage7	221.4	157.47	378.87	130.23	130.23	238.9	vérifiée
Etage8	157.47	157.47	314.94	130.23	130.23	238.9	vérifiée

Tableau V.23. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire après l'augmentation de la section de ferrailage

Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
R.D.C	342.766	342.766	685.532	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage1	342.766	270.62	613.386	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage2	270.62	270.62	521.24	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage3	270.62	246.02	516.64	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage4	246.02	246.02	492.04	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage5	246.02	221.4	423.18	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage6	221.4	221.4	442.8	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage7	221.4	157.47	378.87	100.35	100.35	200.7	Vérifiée
Etage8	157.47	157.47	314.94	100.35	100.35	200.7	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

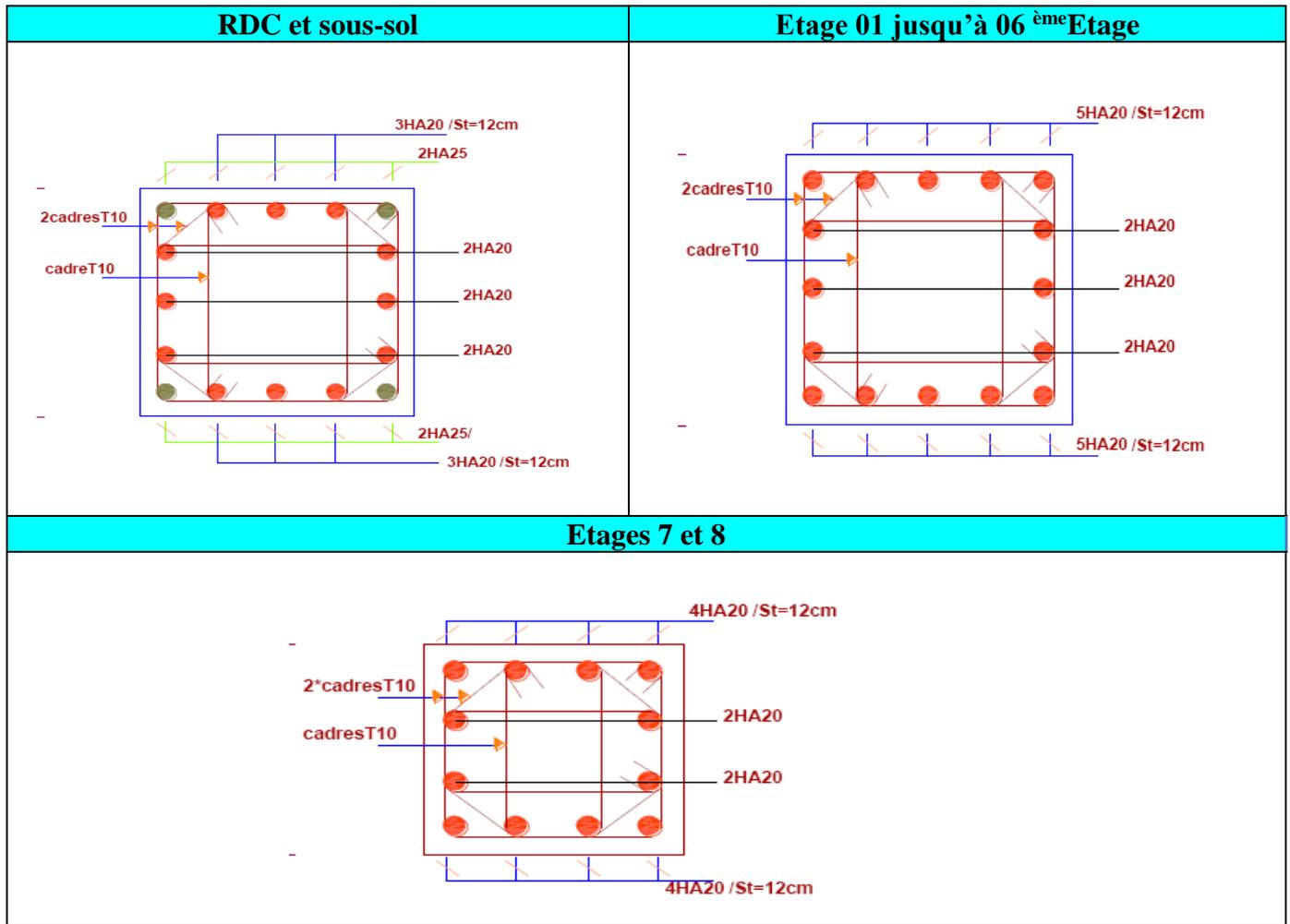
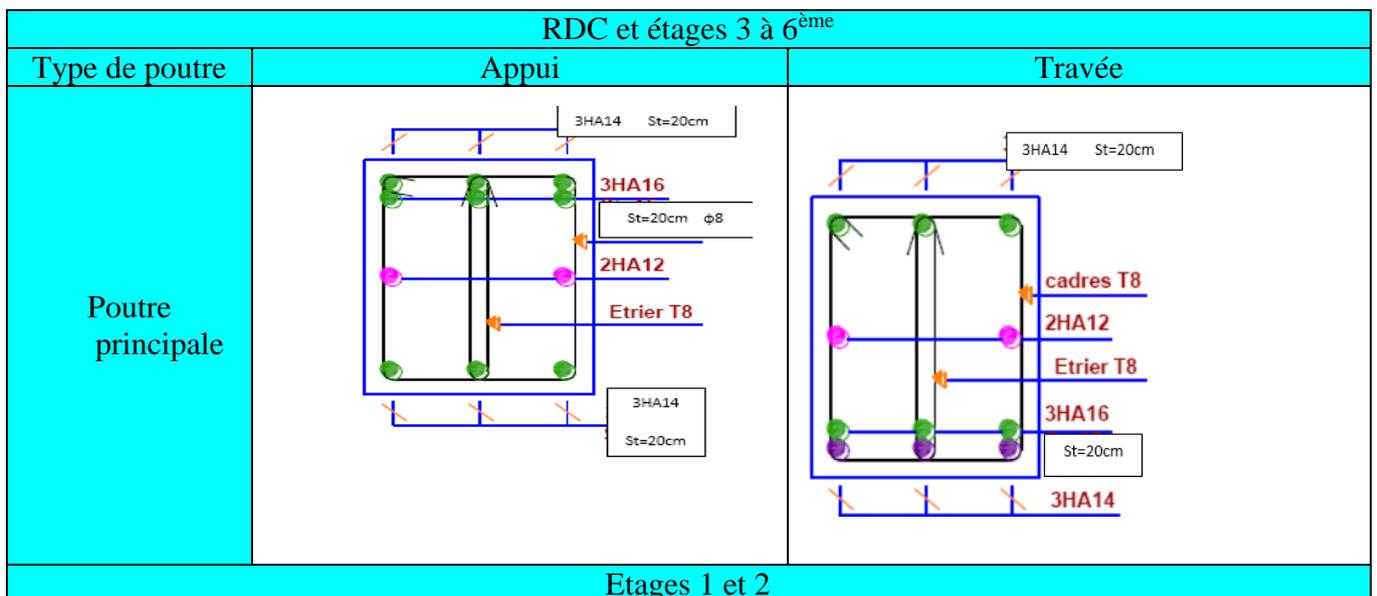


Figure V.5. Schémas de ferrailage des poteaux des différents poteaux.

➤ Schémas de ferrailage des poutres :



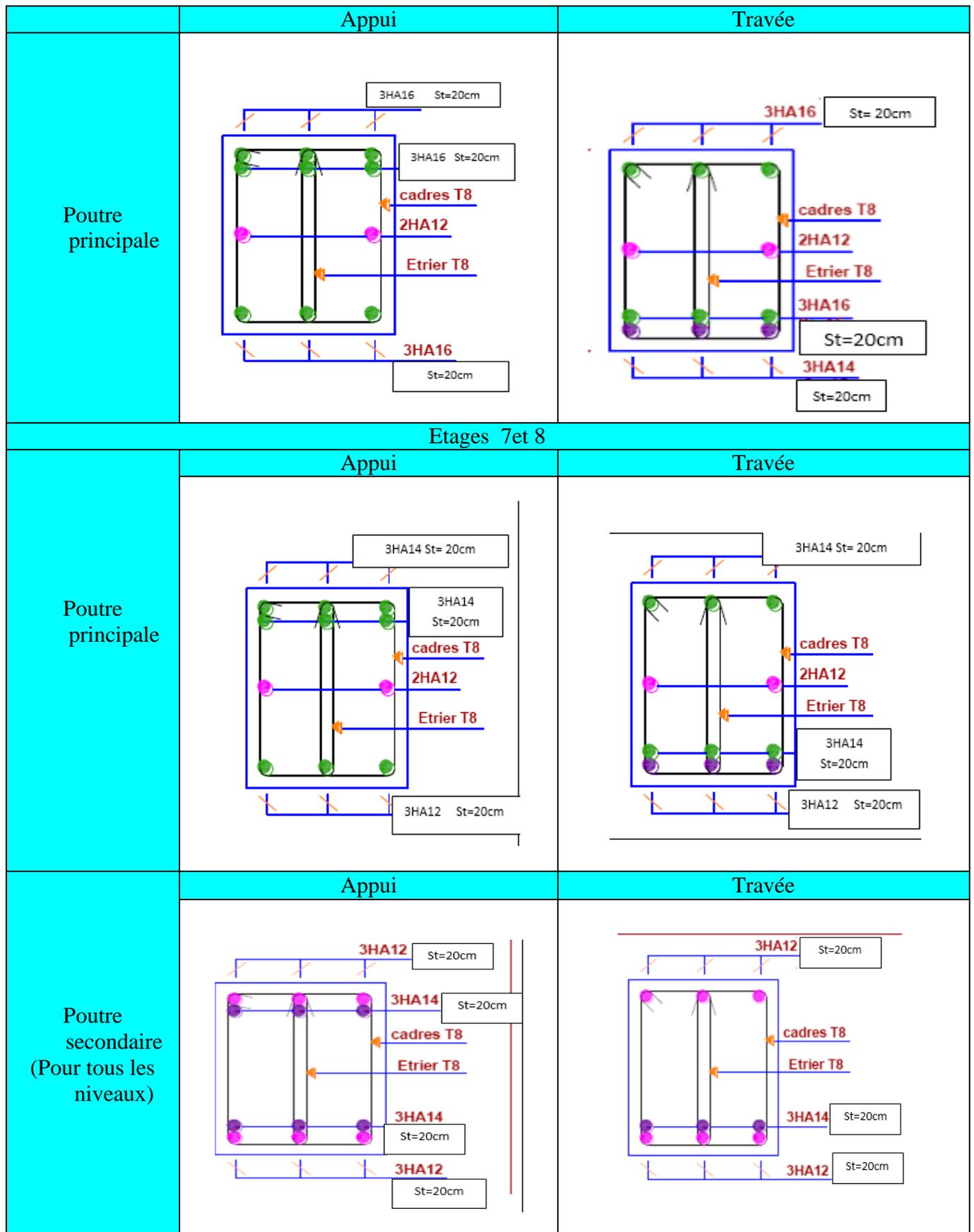


Figure V.6. Schémas ferrailage des poutres.

V.4 Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4 V_u$$
 Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Ferrailages

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{\max} et N_{cor})**

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.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.24 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y1} = 1.75\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	S-SOL	RDC	Etage 1 ^{er} et 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	Etage 4 ^{eme} et 5+6 ^{eme}	Etage 7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	0,2 × 1.75	0,2 × 1.75	0,15 × 1.75	0,15 × 1.75	0,15 × 1.75
N(KN)	589.25	711.55	686.065	669.21	259,935
M (KN. m)	325.82	-588.085	-313.88	-224.12	32,347
V(KN)	292.36	198.24	166.74	147.5	77,476
τ (MPa)	1.3	0.88	0.99	0,87	0,3
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	/	0.56	/	/	/
A_{min} (cm²)	5,25	5,25	3.94	3.94	3.94
L_t (m)	0,09	0.57	0.31	0.11	/
$A_{\text{min}}^{\text{tendu}}$ (cm²)	0.38	2.26	0.94	0.34	/
N^{barre}/face	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA8
$A_{z.\text{tendu}}$	4.52	4.52	3.14	3.14	2.01
S_t (cm)	15	15	15	15	15

A_{min}^{comp} (cm ²)	3.5	1,24	1.68	2.29	4
$A_{z.compr}$	4.52	4.52	3.14	3.14	4,52
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA12
A_h^{cal} (cm ²)	1,62	1,1	1,1	0,82	0,38
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1,57	1,57	1,01	1,01
N^{barre}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}= 2.45m$ dans tous les niveaux

Niveau	SOUS-SOL	RDC	Etage 1 ^{er} et 2+3 ^{eme}	Etage 4 ^{eme} et 5+6 ^{eme}	Etage 7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	0,2×2.45	0,2 × 2.45	0,15×2.45	0,15×2.45	0,15*2.45
N(KN)	342.97	865	247.67	124.65	60.74
M (KN. m)	2032.06	176.86	1177.62	338.56	242.97-
V(KN)	715	610.13	489.33	192.20	117.75
τ (MPa)	2.27	1.95	2.07	0.81	0,5
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	18.43	/	9.88	2.02	1.8
A_{min} (cm ²)	7.35	7.35	5.51	5.51	5.51
L_t	1.14	0.61	1.12	1.04	1.1
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4.56	2.45	3.36	3.12	3.03
$A_{z.tendu}$	18.48	18.48	11.3	9,42	6
$N^{barre}/face$	12HA14	12HA14	12HA12	12HA10	12HA8
S_t (cm)	20	20	15	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.54	2.45	0.32	0.55	0.38
$A_{z.compr}$	3.08	3.08	4,52	3.16	2
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA14	4HA12	4HA10	4HA8
A_h^{cal} (cm ²)	2.42	2.67	1.94	0,76	0,47
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	3.08	3.08	2HA12	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	2HA14	2HA14	2.26	1,01	1,01
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.26 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}= 0.8m$ dans tous les niveaux

Niveau	SOUS-SOL+rdc	Etage 1 ^{er} et 2+3 ^{eme}	Etage 4 ^{eme} et 5+6 ^{eme}	Etage 7 ^{eme} et 8 ^{eme}
Section	0,2×0.8	0,15×0.8	0,15*0.8	0,15*0.8
N(KN)	663.84	36.14	349.09	187.39
M (KN. m)	-436.3	47.27	-142.32	-139.78
V(KN)	330.34	106.59	88.44	92.49
τ (MPa)	3.21	1.38	1.15	1.2
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5

A_{cal} (cm ²)	11.31	1.13	1	2.68
A_{min} (cm ²)	2.4	1.8	1.8	1.8
L_t	0.33	0.36	0.27	0.33
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.32	1.08	0.81	1
$A_{z.tendu}$	12.32	4.52	3.16	2
$N^{barre}/face$	8HA14	4HA12	4HA10	4HA8
$S_t(cm)$	13	15	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.30	0.12	0.39	0.21
$A_{z.compr}$	3.08	2	2	1.01
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
A_h^{cal} (cm ²)	3.01	1.29	1.07	1.12
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA14	2HA10	2HA10	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	3.08	1.57	1.57	1,01
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Tableau V.27 Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x2}=1,15$ dans tous les niveaux

Niveau	Sous -sol	RDC	Etage 1,2 et 3	Etage 4et 5
Section	0,2×1,15	0,2×1,15	0,15×1,15	0,15×1,15
N(KN)	1280.01	340,07	347,22	215,253
M (KN. m)	304,063	12,261	-10,412	14,7
V(KN)	187.02	77,48	81.45	57,182
τ (MPa)	0,97	0,4	0,42	0,3
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	0	4,56	4,6	3,06
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5
L_t	0,34	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,34	/	/	/
$A_{z.tendu}$	7,16	7,16	7,16	7,16
$N^{barre}/face$	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
$S_t(cm)$	18	18	18	18
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,66	3	3	3
$A_{z.compr}$	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_h^{cal} (cm ²)	0,53	0,5	1,21	0,37
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01
$S_t(cm)$	20	20	20	20

V.4.4. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.28 Sollicitations maximales dans le voile Vy2

Etage	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		M max → <i>Ncor</i>		<i>V_u</i> (KN)
	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN. m)	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN. m)	<i>M</i> (KN.m)	<i>N</i> (KN.)	
Sous -sol	869.72	-137.72	342.97	2032.06	-2207.80	762.87	715

$$M_{ua} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 2435.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,11$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,15$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.25 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{183,831 \times 10^{-3}}{1,48 \times 400} = 27.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3,1 \times \frac{342,97 \times 10^{-3}}{400} = 18.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% \ b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2.45 = 7.35 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

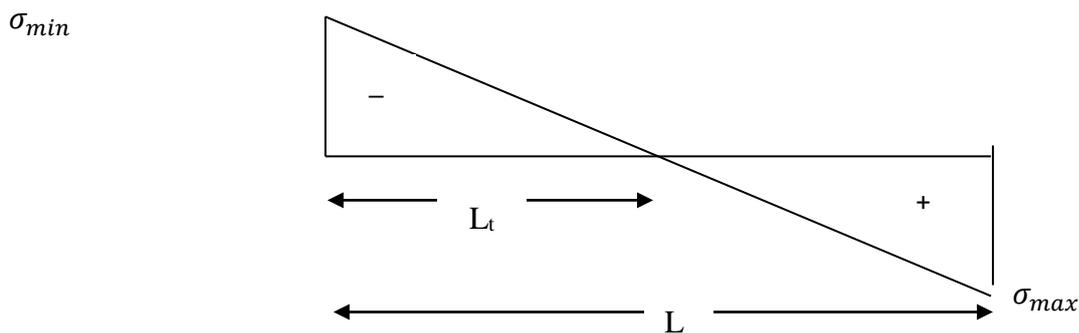


Figure V.7 Schéma des contraintes

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 10.856 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = -9.45 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1,14\text{m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2 \% 0,2 \times 1,45 = 5.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0,1 \% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2 l_t = 2.45 - 2 \times 1,14 = 0.17\text{m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1 \% 0,2 \times 1 = 0.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$St \leq \min (1,5 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $St = 10 \text{ cm}$ zone tendu

- $St = 20\text{cm}$ zone comprimée

➤ **Armaturent horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 715 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times St}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = 2.27 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$St \leq \min (1,5 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

$$A_h = 2.42 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres**

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 12\text{HA}14 = 18.48 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{ZC} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

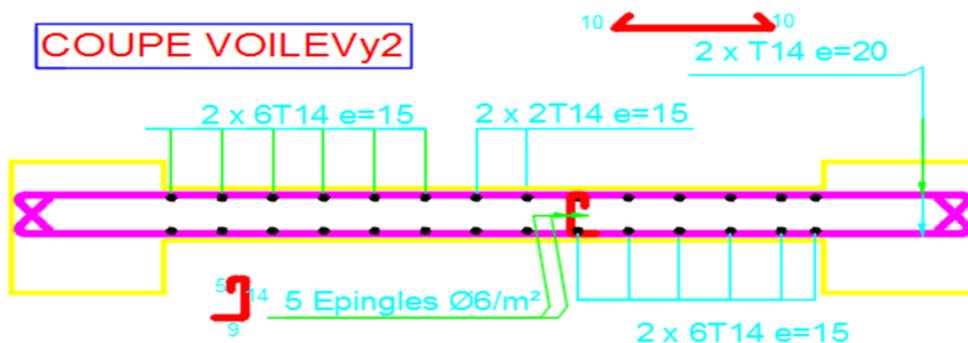


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile Vy2

V.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure.

Le calcul et le ferrailage des poteaux et des poutres sont obtenus par le logiciel (ETABS2016) et celui donnée par le RPA, on adoptant le ferrailage maximum. il est noté que souvent le ferrailage minimum donnée par le RPA est plus important que celui donnée par le logiciel. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, elle a pour objectif de la transmittance des différentes charges venues de la superstructure vers le sol.

Cette transmission peut être directe (semelles posées sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Donc, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux ...)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol

Pour le choix de type de fondation, on vérifie selon l'ordre suivant : les semelles isolées, semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de **1 bar** à une profondeur de **4m**.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol pour la construction de logements promotionnels projeté à la ferme oudali(jute) wilaya de Béjaia ont permis de conclure les résultats suivants :

Après essai et calcul ils ont pu déterminer les caractéristiques suivant :

- Le site se situe sur un terrain plat connu par des stagnations des eaux pluviales, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage.
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluie.
- Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructure.
- Eviter toute surcharge sur les talus et assurer un bâchage des berges.

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

- **semelles isolées**

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

N=1863.8872KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS)

Donne :

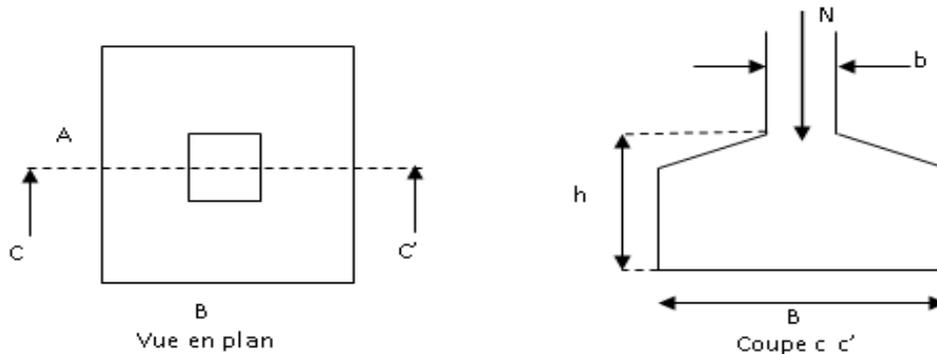


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.55} \times \frac{1892,1863}{100}} = 4.47m$$

D'après le résultat et vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.44 ; eten tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

➤ Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7, N8.

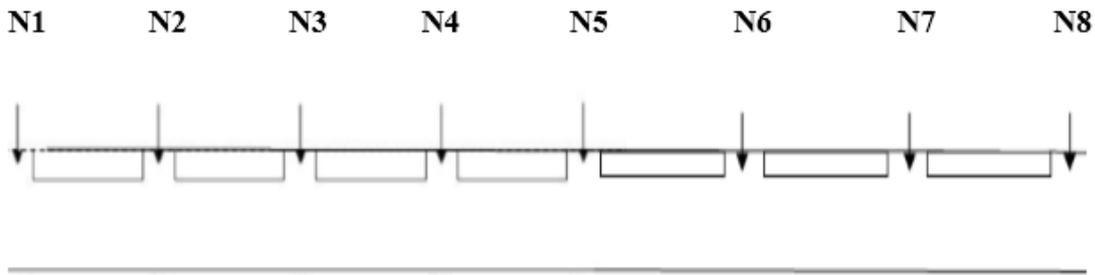


Figure VI.2. Semelle filante

Avec

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 3302.5349 + 6361.317 + 4713.0431 + 5595.6247 + 5125.6826 + 7805.3198 + 5137.1723 + 2929.4335$$

$$N = 40970.1279 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{40970.1279}{100 \times 28.32} = 14.47 \text{ m}$$

Remarque :

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 notre structure, alors on va opter pour un radier général.

➤ **Radier général nervuré**

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées,

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour

Pour notre ouvrage.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Il est

Utilisé dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charge transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

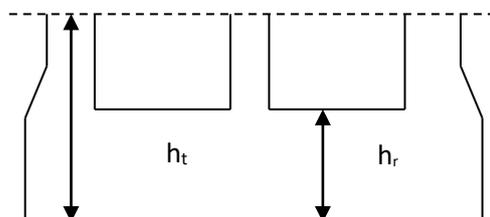


Figure VI.3 Dimension du radier.

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 6,4m$

Ce qui donne : $h_t \geq 64cm$

$$h_r \geq 32cm$$

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 1.01m$$

Donc : $h_t \geq 1.01m$

$$\sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3.2164 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.04m \leq L_e$$

$$L_{\max} = 6.4 \leq \frac{\pi}{2} \times 4.1 = 6.44 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Surface du radier :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{51383.6208}{100} = 513.836208m^2$$

$$S_{\text{radier}} = 513.836208m^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 689.97m^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

❖ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t=90\text{cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r=45\text{cm}$

Enrobage $d'=5\text{cm}$

La surface du radier $S_{rad}=689.97\text{m}^2$

2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant du au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 0.1\text{MPa} ; \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **Autocad** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 36249 \text{ m}^4, X_G = 15.84\text{m}, I_y = 43672\text{m}^4, Y_G = 12.67\text{m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentelle mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

Données :

$$N = 50992.136\text{KN}, M_x = 20927.2428\text{KN.m}, I_x = 36249 \text{ m}^4, Y = 12.67\text{m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{50.992136}{689.97} + \frac{20.9272428 \times 12.67}{36249} = 0.081\text{Mpa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{50.992136}{689.97} - \frac{20.9272428 \times 12.67}{36249} = 0.066\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (0.081 + 0.066)}{4} = 0.11\text{Mpa} = \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{donc c'est pas vérifiée.}$$

❖ **Sens y-y :**

Données :

$$N = 50992.136\text{KN}, M_y = 698.166\text{KN.m}, X_G = 15.84\text{m}, I_y = 43672\text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{50.992136}{689.97} + \frac{0.6981668 \times 15.84}{43672} = 0.074 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{50.992136}{689.97} - \frac{0.6981668 \times 15.84}{43672} = 0.073 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (0.073 + 0.074)}{4} = 0.11 \text{ MPa} = \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{donc c'est pas vérifiée.}$$

On constate que la contrainte moyenne, selon les deux sens, est supérieure à la contrainte du sol admissible. Il faudrait donc augmenter la section du radier. Dans ce cas un débord est nécessaire. Le débord « D », doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{45}{2}; 30 \text{ cm}\right) \quad \text{on opte pour } D=70 \text{ cm.}$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{radier} = S_{bat} + S_D = 769.607 \text{ m}^2$
 Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

❖ **Sens x-x :**

$$N=54438.24 \text{ KN}, \quad M_x=20927.242 \text{ KN.m}, \quad X_G=16.62 \text{ m}, \quad I_x=186370 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 0.069 \\ \sigma_{\min} = 0.066 \end{cases} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (0.069 + 0.066)}{4} = 0.10 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.1 \text{ MPa}$$

❖ **Sens y-y :**

$$N=54438.24 \text{ KN}, \quad M_y=698.166 \text{ KN.m}, \quad X_y=13.4 \text{ m}, \quad I_y=263990 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 0.068 \\ \sigma_{\min} = 0.067 \end{cases} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (0.069 + 0.067)}{4} = 0.10 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.1 \text{ MPa}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \dots \dots \dots (I)$$

N_d =Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \rightarrow V_d = \frac{70594 \times 6.4 \times 1}{2 \times 769.60} = 293.53 \text{KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{293.53 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0.234 \text{m}$$

Soit $d=40\text{cm}$.

➤ **Vérification au poinçonnement**

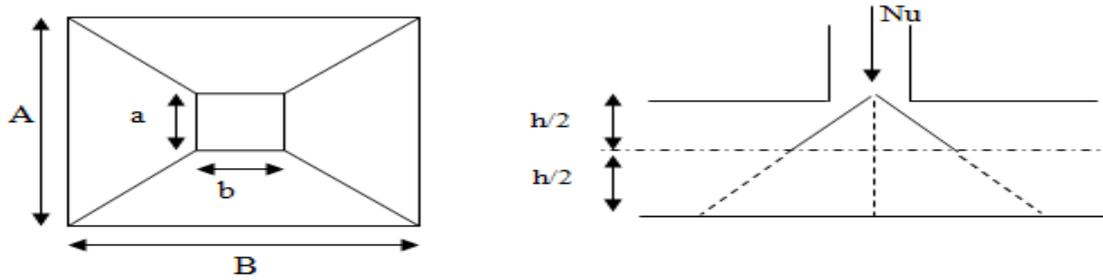


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2.41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$a = 0,55\text{m.} \quad ; \quad b = 0,6\text{m.}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,9 = 1,45 \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,9 = 1,5 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,9\text{m}$$

$$N_d = 2,6111534 \text{MN} \leq 0,045 \times 5,9 \times 0,9 \times \frac{25}{1,15} = 5,19 \text{MN}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } 4 \times e = 4 \times \frac{20927}{54438} = 1.537 < 28.32\text{m}$$

$$\text{Sensy-y : } 4 \times e = 4 \times \frac{698}{54438} = 0.0512 < 28.17\text{m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$$N = 45082,348 \text{KN} \text{ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)}$$

$H = 3.96\text{m}$ la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 689.97\text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

Avec :

$$H = h_t + h_{s.sol} = 0.9 + 3.06 = 3.96\text{m}$$

On trouve :

$$N = 45082,348\text{KN} \geq 1,15 \times 3.96 \times 689,97 \times 10 = 31421,2338\text{KN} \dots \text{vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

➤ **Ferraillage du radier**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée,

Et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera

Pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferraillage pour les autres.

$$L_x = 6.22\text{m} \text{ et } L_y = 6,73\text{m}$$

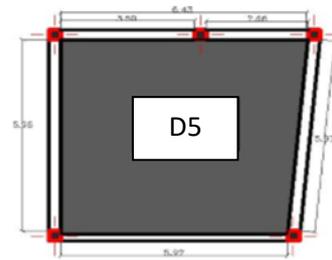


Figure VI.5: Dalle sur quatre appuis.

Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{70594.757}{769.60} \Rightarrow q_u = 91.73 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 6.22 - 0.55 = 5.67\text{m} ; L_y = 6,73 - 0.55 = 6.18\text{m.}$$

$$\rho = 5.67/6.18 = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0437 \times 91.73 \times 5,67^2 = 128.87 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,8251 \times 143,74 = 118,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 96,654 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 88,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_x = -38.66 \text{ KN.m} = M_a^y = -38.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.1: Ferraillage du radier

Position	Sens	M _u KN.m	A _{Cal} (cm ² /m l)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	96.654	7.25	3.74	4HA16=8,04	25
	Selon y	88.95	6.63	3.6	5HA14=7,7	20
En appuis	Selon x	-38.66	2.87	3.74	4HA12=4,52	25

L'ELS

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{54438.24}{769.60} \Rightarrow q_s = 70.735 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0509 \times 70,735 \times 5,67^2 = 115,75 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8799 \times 115,75 = 101.8474 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 86,812 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 76.385 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_x = -34.72 \text{ KN.m} = M_a^y = -34.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section b×h = (1×0,45) m²

➤ Calcul de A_{min}

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.92}{2} \right) \times 100 \times 45 = 3,74 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Espacement des armatures

Pour les deux sens : S_t ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Vérification des contraintes du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} <σ' _{bc} (Mpa)	Observation	σ _{st} <σ' _{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	86.812	8.70	14010.06	5.39<15	vérifiée	306.39>201.63	Non vérifiée
	Y-Y	79.385	8.526	13507.5	5.01<15	vérifiée	281.08>201.63	Non vérifiée

En appuis	X-Y	-34.72	6.72	8520.79	2.05<15	vérifiée	214.2>201.63	Non vérifiée
-----------	-----	--------	------	---------	---------	----------	--------------	--------------

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Recalculé à L'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	$\beta(10^{-3})$	α	A_{ELU} (cm^2/ml)	A_{SER} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	86.812	2.83	0.061	8.04	12.52	7HA16=14.07	14
	Selon y	79.385	2.49	0.05	7.7	10.95	8HA14=12.32	12,5
En appui	Selon x	-38.66	1.13	0.024	4.52	4.83	5HA12=5.65	20

➤ **Vérification de l'espacement**

Travées :

Selon x-x : $S_t \leq \min(2.5h_r ; 25cm) = 25 \text{ cm}$; $S_t \leq 100/7 = 14.28cm$

Selon y-y : $S_t \leq \min(3h_r ; 33cm) = 33 \text{ cm}$; $S_t \leq 100/8 = 12.5cm$

Appui:

Selon x-x : $S_t \leq \min(2.5h_r ; 25cm) = 25 \text{ cm}$; $S_t \leq 100/5 = 20cm$

• **Schéma de ferrailage :**

5HA12 /ml St=20 cm

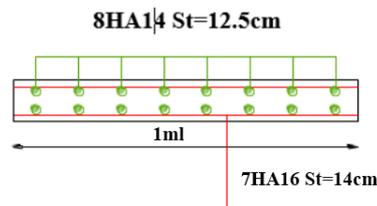
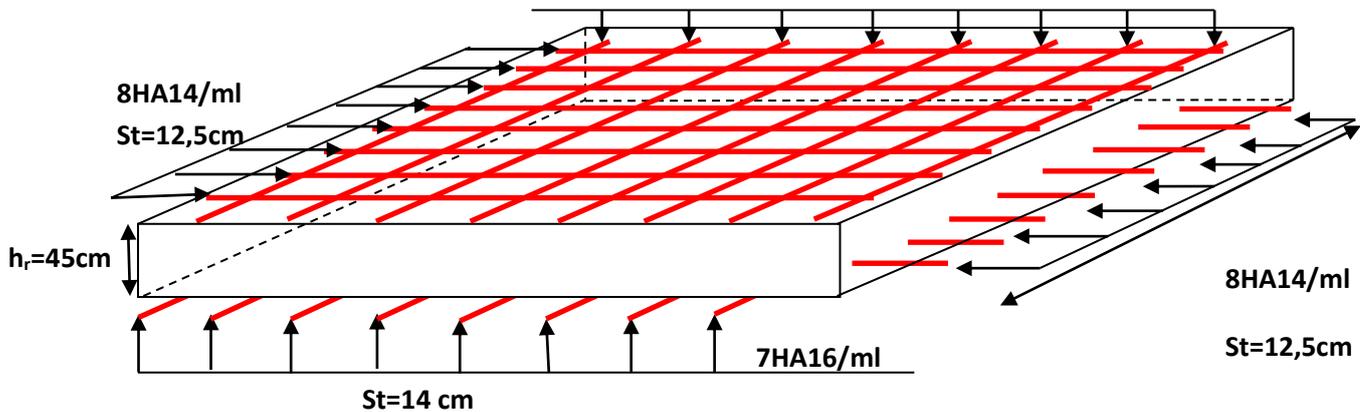


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de radier.

• **Ferrailage du débord :**

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur quatre appuis Avec ($\rho = 70/6.18 = 11.32 < 0.4$), donc il est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion.

- **calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 78.90 \text{ KN/ml}$$

$$M_n = q \times \frac{l^2}{2} = 19.33 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

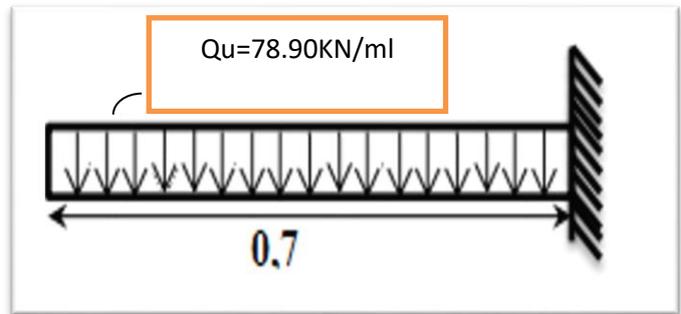


Figure VI.7. Schéma statique du débord.

Tableau VI.4 : tableau de ferrailage de débord.

Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /m)	A _r (cm ² /m)	A _{radop} (cm ² /m)
Nappe Inferieure	19.33	1.39	4.85	6HA14=9.24	2,31	5HA12 =5,65

- **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q \times l = 55.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

- **Schéma de ferrailage :**

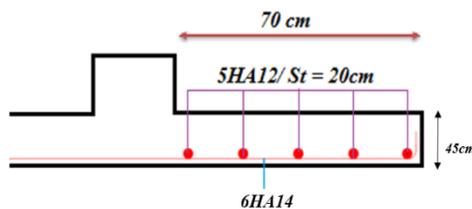


Figure VI.8. Schéma de ferrailage du débord

VI.2.5 Calcul des nervures

Définition :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée et selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaire, indiqué sur la figure ci-après :

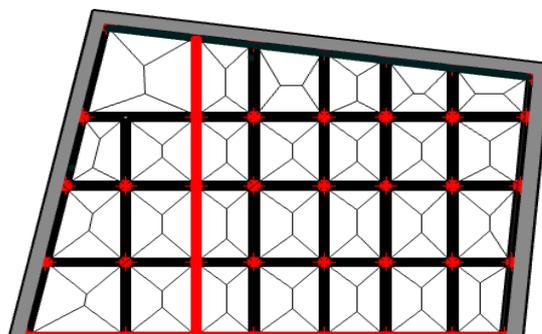


Figure VI.9. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

Cas de charge équivalent

- **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :** $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^{i=x} l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^{i=x} l_{xi}}$
- **Cas d'une seule charge :** $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
- **Cas de charges trapézoïdales :** $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration préjudiciable.

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

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

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

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

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

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.
 Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée.

- **Sens y-y**

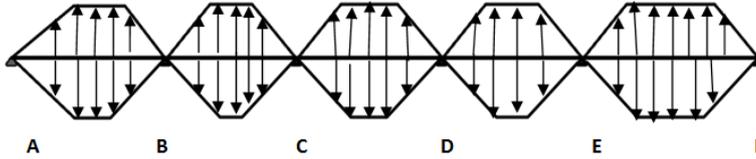


Figure. VI. 10: Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

- **Sens x-x**

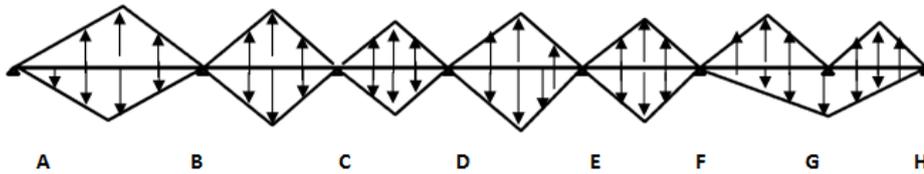


Figure. VI. 11: Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X.

Pour chaque sens, On fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

➤ **Calcul de chargement :**

$$P_u = N_u / S_{\text{radier}} = 70594.757 / 689.57 = 102.316 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = N_s / S_{\text{radier}} = 51383.6208 / 689.57 = 74.476 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Les chargements dans les nervures :**

Tableau VI.5 chargement dans les nervures dans le sens x-x.

Sens	Travée	P_u (KN/m)	P_s (KN/m)	q_{mu}	q_{vu}	q_{ms}	q_{vs}
X-X	A-B	519.765	378.317	345.98	259.49	252.23	189.17
	B-C	301.83	256.928	234.97	176.23	171.29	128.47
	C-D	281.369	204.798	187.29	140.47	136.54	102.4
	D-E	352.99	256.928	234.97	176.23	171.29	128.47
	E-F	301.83	219.692	200.91	150.69	146.47	109.85
	F-G	332.527	242.034	221.35	166.01	161.36	121.02

	G-H	246.58	179.477	164.14	123.1	119.66	89.74
Y-Y	A-B	502.37	365.657	372.49	290.62	271.13	211.54
	B-C	419.496	305.335	250.32	192.74	114.36	86.87
	C-D	470.654	342.57	260.32	201.56	189.49	146.72
	D-E	455.306	331.4	256.22	197.51	186.51	143.77
	E-F	583.2012	424.49	285.2	230.47	207.59	167.76

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans le sens x-x.

Travées	L(m)	M _g (Kn)	M _d (Kn)	X ₀ (m)	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	5.08	0	-1117.725	2.117	-251.496	1012.988	667.64	-227.6
BC	3.45	-1117.725	-221.581	2.586	-1133.856	71.711	202.43	-183.87
CD	2.75	-221.581	-247.094	1.342	-247.092	18.881	237.01	-247.63
DE	3.45	-247.094	-261.691	1.713	-247.092	270.817	299.77	-308.23
EF	2.95	-261.691	-232.728	1.508	-261.691	81.286	212.45	-232.09
FG	3.25	-232.728	-218.293	1.638	-232.725	174.894	265.33	-274.21
GH	2.41	-218.293	0	1.572	-296.714	188.018	57.76	-238.92

Tableau VI.7 Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans le sens x-x.

Travées	L(m)	M _g (Kn)	M _d (Kn)	X ₀ (m)	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	5.08	0	-825.298	2.111	-183.063	842.61	642.95	-318.03
BC	3.45	-825.298	-179.85	2.453	-825.327	52.2	34.52	-408.7
CD	2.75	-179.85	-179.85	1.375	-179.859	13.75	140.8	-140.8
DE	3.45	-179.85	-190.475	1.713	-179.859	197.11	224.69	-218.53
EF	2.95	-190.475	-169.395	1.508	-190.484	59.16	154.88	-169.18
FG	3.25	-169.395	-158.887	1.638	-169.403	155.44	193.43	-199.89
GH	2.41	-158.887	0	1.572	-158.894	62.97	-63.03	-68.83

Tableau VI.8 Sollicitations dans les nervures à l'ELU dans le sens y-y.

Travées	L(m)	M _g (Kn)	M _d (Kn)	X ₀ (m)	M ₀ (Kn.m)	M _t (Kn.m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	4.91	0	-1066.852	2.115	-227.085	1027.46	930.75	-496.19
BC	4.1	-1066.852	-646.696	2.294	-1066.849	27.09	292.64	-497.6
CD	4.6	-646.696	-714.95	2.268	-646.689	564.29	478.43	-448.75
DE	4.45	-714.95	-1633.176	1.772	-714.942	118.11	645.8	-233.12
EF	5.7	-1633.176	0	3.341	-1633.17	1622.32	370.32	-943.36

Tableau VI.9 Sollicitations dans les nervures à l'ELS dans le sens y-y.

Travées	L(m)	M _g (Kn.m)	M _d (Kn.m)	X ₀ (m)	M ₀ (Kn.m)	M _i (Kn.m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	4.91	0	-776.523	2.115	-165.293	1122.14	677.48	-361.18
BC	4.1	-776.523	-470.704	2.294	-776.552	27.09	252.67	-103.49
CD	4.6	-470.704	-520.384	2.268	-470.721	410.72	326.66	-348.26
DE	4.45	-520.384	-1188.727	1.772	-520.4	113.26	476.64	-176.26
EF	5.7	-1188.727	0	3.341	-1188.78	1180.82	269.57	-686.67

Ferraillage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

h=90cm

h₀=45cm ; b₀=60cm

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

$$\Rightarrow \text{Sens}(x-x) : b \leq \min\left(\frac{2,23}{10}; \frac{5,08}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,046m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens}(y-y) : b \leq \min\left(\frac{1,89}{10}; \frac{5,7}{2}\right) \times 2 + b_0 = 0,978m.$$

Donc sens (x-x) : b=1m

Donc sens (y-y) : b=0.95m

L'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

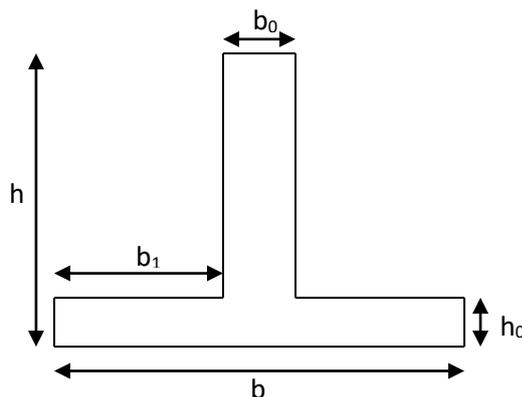


Figure VI. 12: Section à ferrailler.

Tableau VI.10 Résumé des résultats du ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1012.988	54.5192357	6.64	55.92	5HA32+5HA20
	Appui	-1117.725	57.7915265	6.64	64.76	5HA32+5HA25
Y-Y	Travée	1027.46	52.0831942	6.3	55.92	5HA32+5HA20
	Appui	-1066.852	53.3460568	6.3	55.92	5HA32+5HA20

➤ Les Vérifications

• Vérification de l'effort tranchant

$$V1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}; \quad V2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	667.64	1.31	2.5	Vérifiée
y-y	943.36	1.85	2.5	Vérifiée

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,57\text{mm} ; 20\text{mm})=6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

Vu l'importance de la hauteur des nervures , il est nécessaire de mettre des armature du peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p=0.2\%(b_0*h)=10.8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On opte une section de : } 2\text{HA14}+2\text{HA16}=11.12\text{cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	St	Obs
X-X	Travée	84.261	7.58	15	195.45	201,63	15	vérifiée
	Appui	82.5298	7.031022	15	168.03	201,63	15	vérifiée
Y-Y	Travée	118.082	10.9535306	15	276.02	201,63	15	Non vérifiée
	Appui	118.8727	11.0268776	15	277.87	201,63	15	Non vérifiée

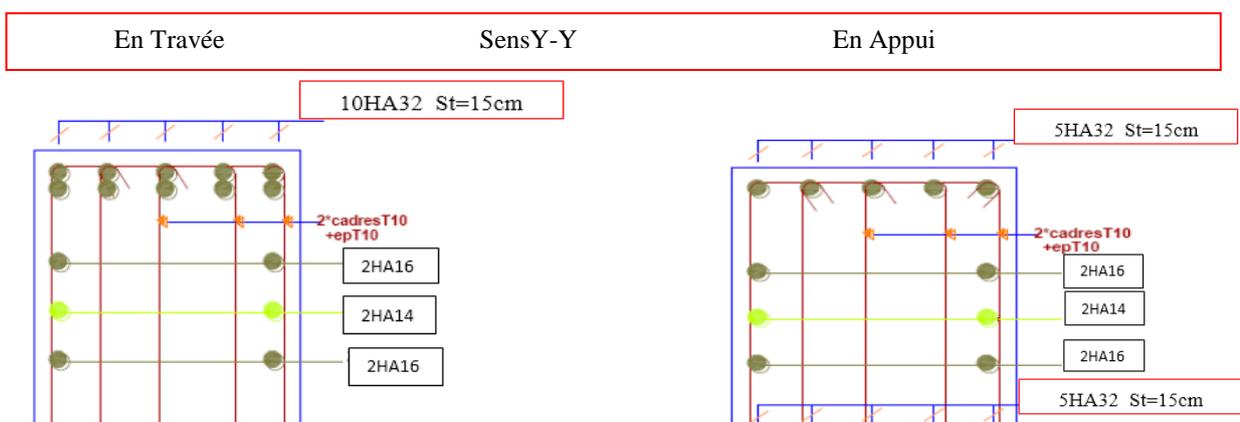
Recalculé à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS selon y-y.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	Y (m)	I (m ⁴)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
En travée	Selon y	1180.82	0.35	0.043	78.68	10HA32
En Appui	Selon y	1188.727	0.357	0.0437	79.6	5HA32+5HA32

➤ **Schémas de ferrailage des nervures**



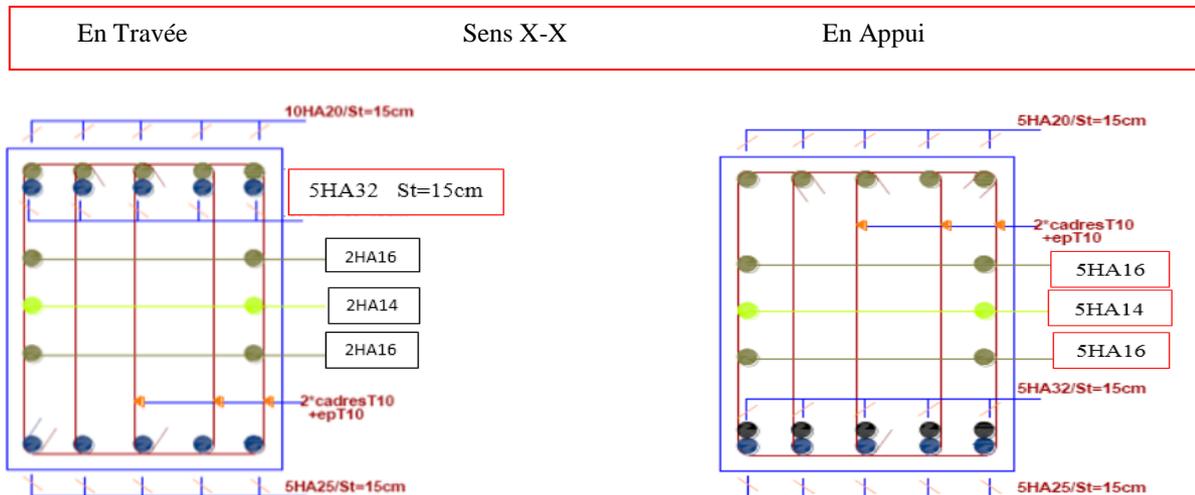


Figure VI.13: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.3. Voiles périphériques

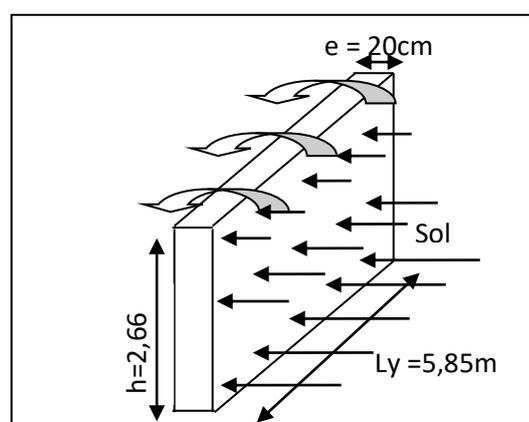
VI.3.1. Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=3,06\text{m}$.
- Epaisseur : $e=20\text{cm}$.
- $L=5.85\text{m}$



Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 20.2 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement : $\varphi = 16.68^\circ$
- Cohésion : $C = 0 \text{ KN/m}^2$

Figure VI.14 : Schéma du mur périphérique

VI.3.2. Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 20.2 \times 3.06 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - 16.68}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 34,245 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi - 16.68}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 5,54 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.3. Ferrailage

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.

Calcul à l'ELU

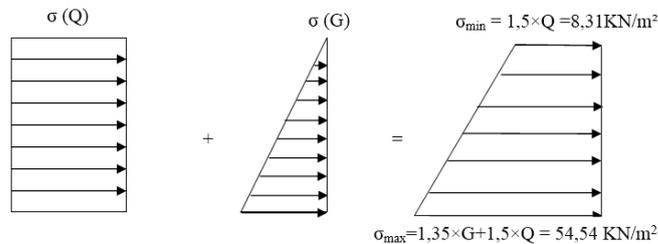


Figure VI.15: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_y = 5,85 \text{ m} ; \quad L_x = 2,66 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 42,9825 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 42,98 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,2500 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,1036 \times 42,98 \times 2,66^2 = 31,50 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,2500 \times 31,5 = 7,875 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 23,625 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 5,90625 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,3 \times M_x = -9,45, \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix	Espace ment des armatures
Travée	X-X	23,625	4.11	2.04	5,65	5T12	
	Y-Y	5.90625	1	1.6	3,14	4T10	
Appui		-9,45	1.61	2.04	3,14	4T10	

: nous avons (F.N) donc :

➤ **En Travée**

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33cm) =15cm

Soit : St=15cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45cm) =20cm

➤ **En Appui**

Armatures en appuis : St ≤ min (4e, 45cm) =20cm

Vérifications

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,45 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,45) \times 100 \times 20 = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{42,98 \times 2,66}{2} \times \frac{5,85^4}{2,66^4 + 5,85^4} = 54,82 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{42,98 \times 5,85}{2} \times \frac{2,66^4}{2,66^4 + 5,85^4} = 5,15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{33,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,19 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{6,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,037 < 2,5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 34,245 + 5,54 = 39,785 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 5,54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 31,22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 31,22 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,1063 \times 31,22 \times 2,66^2 = 23,48 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0,4357 \times 23,48 = 10,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 17,61 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 7,67 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui** $M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -7,044 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

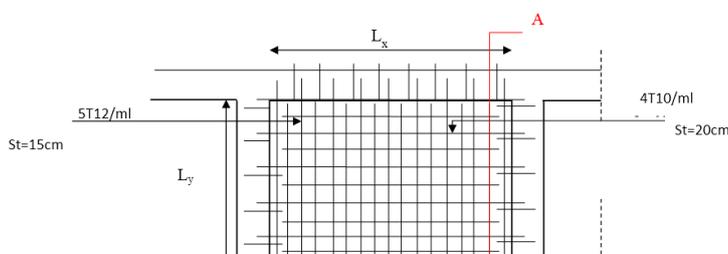
$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa) < $\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa) < $\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observations
Travée	X-X	17,61	4.59	1627.56	2.91 < 15	118.098 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	7,67	3.56	1001.18	1.19 < 15	67.23 < 201,63	Vérifiée
Appui		-7,044	3.56	1001.18	1.47 < 15	83.16 < 201,63	Vérifiée



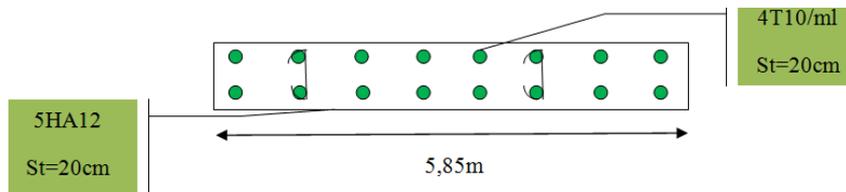


Figure.VI.16 : schéma de ferrailage de voile périphérique

VI.4 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 aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelle isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

CONCLUSION

II.1.1.1.1 Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation, cette expérience nous a permis d'acquies et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99 version 2003 et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, elle nous a permis de savoir quela section des poteaux adopté au prédimensionnement est à augmenter.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit a opté pour un radier avec débord nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous a permis de faire une récapitulation de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolle troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{ère} année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ETABS 2016.16.2.0
- Auto CAD 2016